

Diploma Thesis

Anchoring tension members in bridges made of thin-walled plate-elements

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

Diplomarbeit

Verankerung von Zuggliedern in Brücken aus dünnwandigen Plattenelementen

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

von

Dominik Splitek, BSc

Matr.Nr.: 01227022

unter der Anleitung von

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

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

Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Oktober 2019



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.

Vorwort

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denjenigen bedanken, die mir das Studium an der Technischen Universität Wien ermöglichten und mich während der Anfertigung dieser Diplomarbeit unterstützt und motiviert haben.

Besonderer Dank gebührt meinen Eltern, Susanne und Franz, für die große Unterstützung auf meinem bisherigen Lebensweg.

Des weiteren bedanke ich mich bei meinem Studienkollegen Dipl.-Ing. Michael Rath der mir mit viel Geduld, besonders in theoretischen Belangen, während des Studiums zur Seite stand und mich zudem beim Verfassen dieser Diplomarbeit betreute. Unsere unzähligen fachlichen Diskussionen, oft über Hintergründe zu vorgetragenen Themen, haben mein fachliches Verständnis maßgebend geprägt.

Abschließend bedanke ich mich bei O.Univ.Prof. Dipl-Ing. Dr.-Ing. M.Eng Johann Kollegger für das Bereitstellen des Themas, die hervorragende Betreuung und die lehrreichen Diskussionen.



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

Am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien wurde ein neues Brückenbauverfahren entwickelt. Durch den Einsatz von dünnwandigen Halbfertigteilen können kurze Bauzeiten, Kosteneffizienz und Dauerhaftigkeit vereint werden. Die Halbfertigteile werden zu Segmenten zusammengesetzt und das Brückentragwerk wird ähnlich wie bei der klassischen Segmentbauweise mittels Bauverfahren wie Taktschieben oder Freivorbau hergestellt. Sobald die zusammengesetzten Segmente das statische System des fertigen Brückentragwerks ergeben, können sie das Gewicht des noch fehlenden Ortbetons abtragen und ergeben in Kombination mit diesem die fertige Brücke.

In einem aktuellen Forschungsprojekt des Instituts für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien wird das Bauverfahren erneut aufgegriffen und weiterentwickelt. Die vorliegende Arbeit ist einem der noch offenen Detailpunkte des Brückenbauverfahrens gewidmet. Es handelt sich dabei um die Verankerung der im Bauzustand erforderlichen externen Spannglieder.

Um eine Konstruktion zur Verankerung der externen Spannglieder zu entwickeln, war es zunächst erforderlich ein besseres Verständnis für die Kraftabtragung und Wirkungsweise konventioneller Verankerungspunkte für Spannglieder zu erhalten. Dazu wurde eine Literaturstudie durchgeführt, in welcher relevante Grundlagen, bereits vorhandene Bemessungsmodelle und Ausführungsvarianten zusammengefasst werden.

Mit Hilfe der gewonnenen Erkenntnisse konnte eine Ecklisene für den Einsatz in Hohlkästen aus dünnwandigen Halbfertigteilen entworfen werden. Dabei wurden die eingeschränkten Lastabtragungsmechanismen der dünnen Halbfertigteile sowie die Verbindung der Lisene mit den vorgefertigten Elementen berücksichtigt. Das erwartete Modellverhalten wurde anschließend im Zuge einer linear elastischen FE-Berechnung überprüft.

Darauf aufbauend wurden Stabwerkmodelle für die Bemessung der Lisene entwickelt. Zusätzlich wurde die Ausbreitung der Spannkraft im Querschnitt untersucht. Da jedoch zum Zeitpunkt des Verfassens der Arbeit keine Informationen über die Eigenschaften der Verbindung zwischen den Halbfertigteilen vorlagen, konnten die Untersuchungen bezüglich der Ausbreitung nicht weiter vertieft werden.

Abschließend wurde die entworfene Konstruktion unter Verwendung einer Software zur nicht-linearen Analyse von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen untersucht. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse konnten von der entworfenen Konstruktion überzeugen.



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

At the Institute for Structural Design of the Vienna University of Technology, a new bridge construction method was developed. By using prefabricated thin-walled elements, short construction times, cost-efficiency and durability can be combined. The prefabricated elements are assembled to segments and the bridge structure is manufactured similarly to the classic segment construction method, such as incremental launching or balanced cantilever construction. Once the composite segments provide the static system of the finished bridge structure, they are able to carry the weight of the still missing in-situ concrete and combine to form the finished bridge.

In a current research project of the Institute for Structural Design of the Vienna University of Technology, this construction method is being revisited and is getting further developed. The present work is dedicated to an unresearched detail point of the bridge construction process. This concerns the anchorage of external tendons which are required in the construction phase.

In order to develop a design for anchoring the external tension members, it was first necessary to gain a better understanding of the load transfer behavior and operation of conventional tendon anchoring points. For this purpose, a literature study was conducted in which relevant basics, already existing design models and design variants are summarized.

With the use of the acquired knowledge, a corner blister was developed for use in hollow boxes made of prefabricated thin-walled elements. The limited load transfer mechanisms of the thin-walled elements as well as the connection of the blister with the prefabricated elements were considered. The expected model behavior was subsequently verified through a linear elastic finite element calculation.

On this basis, strut-and-tie models for the design of the blister were developed. Additionally, the spreading of the point force in the cross section was examined. However, as there was no information about the properties of the connection between the prefabricated elements in the course of writing this diploma thesis, the investigations concerning the propagation could not be further elaborated.

Finally, the designed construction was studied using nonlinear analysis software for concrete and reinforced concrete structures. The evaluation of the calculation results could convince of the designed construction.



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

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	11
1.1	Motivation	11
1.2	Zielsetzung	12
2	Stand der Technik	13
2.1	Aktuelle Normungssituation (EUROCODE 2)	13
2.2	Konzentrierte Lasteinleitung in Brücken mit Kastenquerschnitten	13
2.3	Ausführungsbeispiele	17
2.3.1	Lisenen bei interner Spanngliedführung	17
2.3.2	Lisenen bei externer Spanngliedführung	18
2.4	Berechnungsmodelle für Lisenen	19
2.4.1	Lisenen bei interner Spanngliedführung	19
2.4.2	Lisenen bei externer Spanngliedführung	21
2.5	Bereits durchgeführte Versuche und Untersuchungen	25
3	Konstruktionsmöglichkeiten	27
3.1	Ecklisenen in klassischen Brückenquerschnitten	27
3.2	Ecklisenen in dünnwandigen Brückenquerschnitten	29
3.2.1	Variante A - Fertigteil	30
3.2.2	Variante B - Ortbeton	31
3.2.3	Vergleich der beiden Varianten	32
4	Konstruktion der Ecklisene	33
4.1	Konstruktionsgrundlagen	33
4.1.1	Querschnittswerte	33
4.1.2	Erforderliche Vorspannkraft	34
4.1.3	Auswahl der Spannglieder	35
4.1.4	Spannkraftverluste	36
4.1.5	Erforderliche Vorspannkraft unter Berücksichtigung der Verluste	37
4.2	Entwurf der Ecklisene	38
4.3	Linear elastische Modellierung	42
4.3.1	Freigeschnittene Lisene	42
4.3.2	Vereinfachtes Gesamtmodell	46
4.4	Stabwerkmodellierung	52
4.4.1	Vereinfachtes Stabwerkmodell	53
4.4.2	Variante 1 - Ankerplatte	55
4.4.3	Variante 2 - Ankertromplatte	58
4.4.4	Bewehrungsführung innerhalb der Lisene	62
4.4.5	Bemessung der Knotenpunkte	65
4.4.6	Ausbreitung der Spannkraft im Querschnitt	71
4.4.7	Zusammenfassung	74
4.5	Nichtlineare Berechnung	75
4.5.1	Modell	75

4.5.2	Berechnungsergebnisse	82
4.5.3	Zusammenfassung	90
5	Zusammenfassung und Ausblick	91
A	Konstruktionsübersicht	101

Kapitel 1

Einleitung

Am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien¹ wurde ein neues besonders wirtschaftliches Brückenbauverfahren entwickelt. Dazu wird unter anderem auf die Dissertationen von Sara Reichenbach [21], David Wimmer [24] und die Diplomarbeit von Klaus Hausleitner [7] verwiesen. In einem aktuellen Forschungsprojekt [12] wird dieses Brückenbauverfahren, um es weiterzuentwickeln und Lösungen für fehlende Detailpunkte auszuarbeiten, wieder aufgegriffen.

1.1 Motivation

Das Streben nach einer besonders wirtschaftlichen Brückenbauweise, welche Kosteneffizienz, kurze Bauzeiten und Dauerhaftigkeit vereint, war die Motivation für die Entwicklung der neuen Bauweise. Die Grundidee besteht darin dünnwandige Betonhalbfertigteile in Kombination mit Ortbeton, wie es bisher ausschließlich im Hochbau üblich ist, im Brückenbau einzusetzen. Die Halfertigteile sollen einerseits als verlorene Schalung und Rüstträger dienen, welche die Bauzustandslasten tragen können. Zugleich sollen sie bereits sämtliche schlaffe und vorgespannte Bewehrung für den Endzustand des Tragwerks enthalten. Die Halfertigteile werden vor Ort zu Segmenten (Abb. 1.1) zusammengesetzt. Durch den Einsatz von im Segmentbau üblichen Bauverfahren wie Taktschieben oder Freivorbau wird anschließend das Brückentragwerk hergestellt. Um die Segmente im Bauzustand auszusteifen, werden Stahlrahmen quer zur Brückenachse vorgesehen.

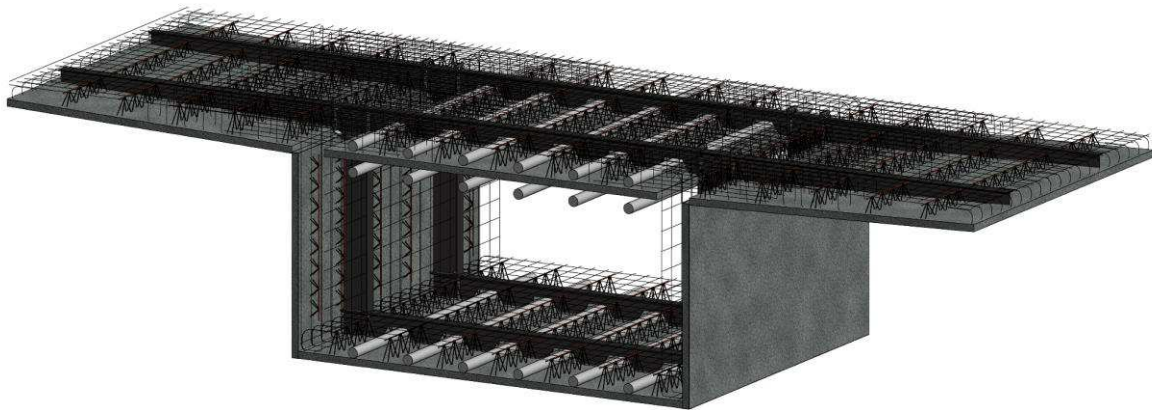


Abb. 1.1: Fertig zusammengesetztes Segment des neuen Brückenbauverfahrens, hergestellt aus dünnwandigen vorgefertigten Elementen, Querrahmen aus Stahlträgern, einschließlich aller Hüllrohre und Bewehrungszulagen für den Endzustand [12]

Bei der klassischen Segmentbauweise [3] werden die Fertigteile mittels Vorspannung verbunden und das Brückentragwerk wird meistens mit den zuvor genannten Verfahren hergestellt. Durch

¹Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien (<https://www.betonbau.tuwien.ac.at>)

die Bauzustände stellen sich unterschiedliche statische Systeme ein, welche sich vom statischen System der fertigen Brücke unterscheiden. Dadurch werden besonders an den Stützstellen des Tragwerks große Querschnittsabmessungen benötigt um die Lasten aus den Bauzuständen abzutragen.

Die entwickelten Halbfertigteile der neuen Brückenbauweise sollen dieser Problematik durch Reduktion der Montagemassen gerecht werden. Sobald die zusammengesetzten Segmente das statische System des Endzustands ergeben, können sie das Gewicht des noch fehlenden Ortbetons abtragen und ergeben in Kombination schließlich das fertige Brückentragwerk.

Da die Segmente des neuen Brückenbauverfahrens erst auf der Baustelle aus mehreren Halbfertigteilen zusammengesetzt werden, ergibt sich bezüglich der Ansprüche an das Transportgerät gegenüber dem klassischen Segmentbau ein weiterer Vorteil. Es können somit größere Querschnitte bei gleichbleibenden Transportansprüchen hergestellt werden.

1.2 Zielsetzung

Diese Diplomarbeit ist einem der noch offenen Detailpunkte, des am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien entwickelten neuen Brückenbauverfahrens, gewidmet. Es handelt sich dabei um die Verankerungspunkte der für den Bauzustand erforderlichen Spannlieder in dem aus dünnwandigen Halbfertigteilen zusammengesetzten Querschnitt.

Durch die auf ein Minimum reduzierten Wandstärken des entwickelten Querschnitts und unter Berücksichtigung möglichst gewichtsoptimiert zu konstruieren, stellt sich die konzentrierte Krafteinleitung in den im Bauzustand wirksamen Querschnitt als konstruktive sowie statische Herausforderung dar.

Im Zuge dieser Arbeit werden die wichtigsten Grundlagen zum Thema konzentrierte Lasteinleitung und Verankerung von externen Vorspannliedern in Hohlkastenquerschnitten zusammengefasst. Darauf aufbauend wird ein Verankerungspunkt für eine Brücke aus dem aktuellen Forschungsprojekt [12] konstruiert.

Kapitel 2

Stand der Technik

Dieses Kapitel soll die erforderlichen Grundlagen zur Entwicklung der Spanngliedverankerungspunkte für das am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien entwickelte Brückenbauverfahren zusammenfassen. Es werden allgemeine Grundlagen, gängige Ausführungsvarianten, Berechnungsmodelle sowie bereits durchgeführte Versuche und Untersuchungen für Verankerungselemente zur Einleitung von Vorspannkraften in konventionelle Brückenquerschnitte beschrieben.

2.1 Aktuelle Normungssituation (EUROCODE 2)

Im Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau [18] und im Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln [17] des EUROCODES 2 wird auf Verankerungsbereiche von Spanngliedern mit nachträglichem oder ohne Verbund eingegangen.

Laut EN 1992-1-1 [18] und EN 1992-2 [17] sind Zugkräfte, welche aufgrund konzentrierter Krafteinleitung auftreten, in der Regel mittels eines Stabwerkmodells oder eines anderen geeigneten Modells nachzuweisen (es wird auf das Kapitel Stabwerkmodelle verwiesen). Die Bewehrung ist dabei unter der Annahme durchzubilden, dass sie mit dem Bemessungswert ihrer Festigkeit beansprucht wird.

Durch Einführung einer Spannungsbegrenzung in der Bewehrung kann ein Nachweis der Rissbreite entfallen. Diese Spannungsbegrenzung ist in beiden Teilen der Norm unterschiedlich festgelegt: Laut EN 1992-1-1 mit 300 N/mm^2 und laut EN 1992-2 mit 250 N/mm^2 .

2.2 Konzentrierte Lasteinleitung in Brücken mit Kastenquerschnitten

Die konzentrierte Krafteinleitung von Vorspannkraften in Hohlkästen kann durch verschiedene Verankerungselemente wie Lisenen, Querscheiben, Querrahmen und Stegscheiben erfolgen (Abb. 2.3). Diese Verankerungspunkte verlangen ein besonderes Augenmerk des entwerfenden Ingenieurs, da große Kräfte konzentriert in schlanke Bauteile wie Stege, Boden- oder Fahrbahnplatten einzuleiten sind. Sowohl die Position der Verankerungsstellen im Bezug auf die Stabachse des Tragwerks, als auch die Anordnung im Querschnitt sind für weitere Überlegungen von höchster Relevanz.

Position der Verankerungsstelle im Bezug auf die Stabachse des Tragwerks

Verankerungsstellen von Spanngliedern können am Ende oder innerhalb eines Bauteils angeordnet werden. In beiden Fällen ist die konzentrierte Spannkraft in den Querschnitt einzuleiten und anschließend möglichst gleichmäßig zu verteilen. Wie in Abb. 2.1 dargestellt, breitet sich die anfangs konzentrierte Kraft allmählich über den Betonquerschnitt aus und es bildet sich ab

einer bestimmten Entfernung ein gleichmäßiger Spannungszustand aus [11]. Gemäß des Prinzips von Saint Venant kann die Längenausdehnung dieses Diskontinuitätsbereichs (D-Bereichs), in jenem die Kraftausbreitung erfolgt, mit der Breite bzw. Höhe des Querschnitts abgeschätzt werden. Die Kraftverteilung im D-Bereich induziert Zugspannungen σ_x und σ_y [11]. Speziell die Querkzugkräfte (y-Richtung), welche Spaltzugkräfte genannt werden, sind durch entsprechend eingebaute Bewehrung (Spaltzugbewehrung) aufzunehmen.

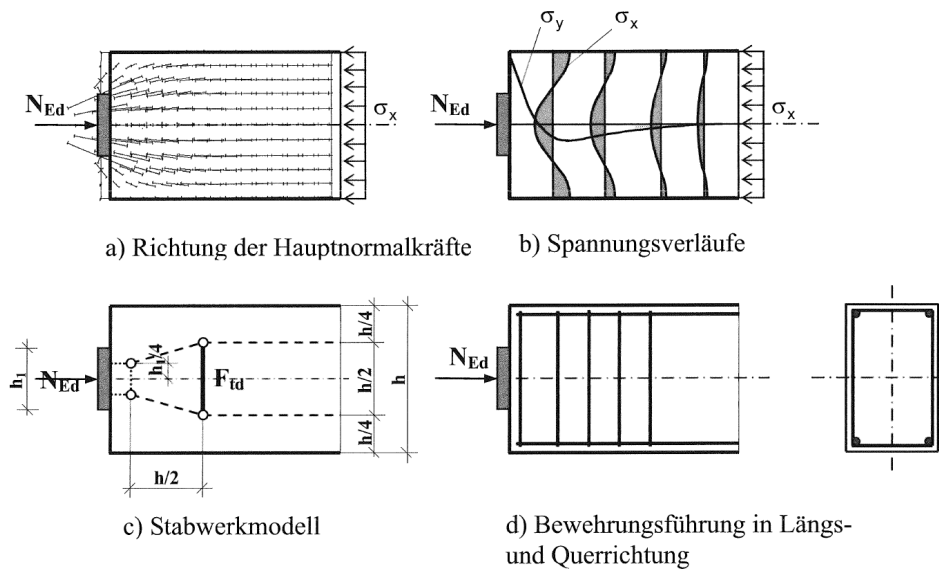


Abb. 2.1: Konzentrierte Krafteinleitung am Ende eines Bauteils [11]

Befindet sich die Ankerstelle innerhalb eines Bauteils, wie beispielhaft in Abb. 2.2 dargestellt, induziert die Betonstauchung vor der Verankerungsstelle zusätzliche längs gerichtete Zugspannungen direkt hinter der Verankerung [19]. Der klassische Ansatz zur Lösung dieses Problems ist die Rückverankerung eines Teils der einzuleitenden Kraft mit schlaffer Bewehrung. Erste

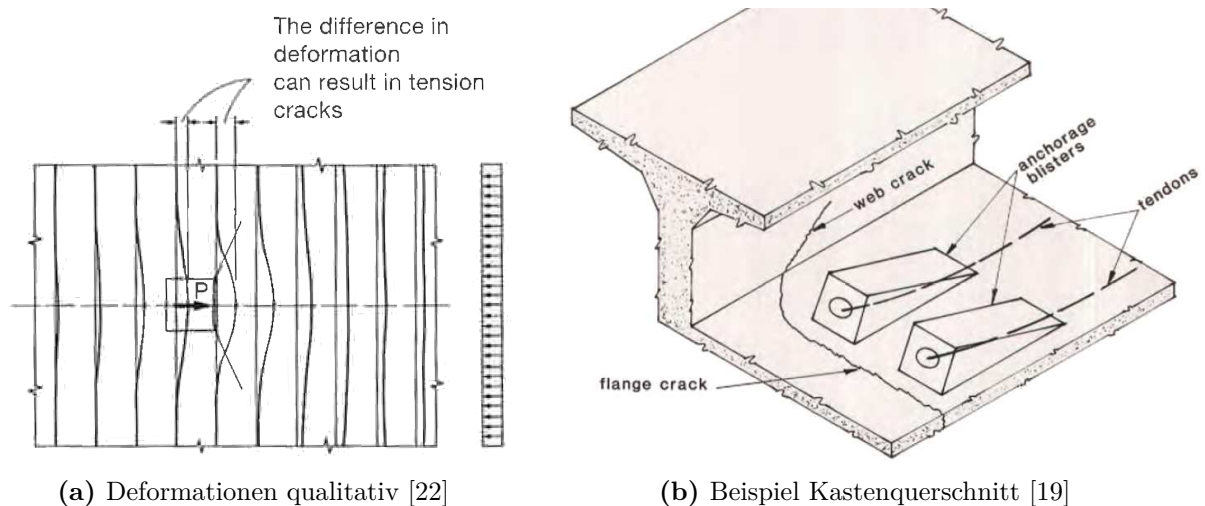


Abb. 2.2: Konzentrierte Krafteinleitung innerhalb eines Bauteils

Vorschläge zur Rückverankerung [13] werden mit 50% der Vorspannkraft angegeben. Erfahrung und Expertenmeinungen [22] legen nahe, dass aufgrund großer Steifigkeitsunterschiede vor und

hinter dem Verankerungspunkt die Rückverankerung von 25% der Vorspannkraft ausreichend ist. Die angesprochenen Steifigkeitsunterschiede resultieren daraus, da sich in der Zone vor dem Ankerplatz Zustand-I (Druck) und sich in der Zone hinter dem Ankerplatz Zustand-II (Zug) einstellt. Falls Druckspannungen aufgrund der globalen Tragwirkung/Vorspannung bzw. benachbarter Verankerungsstellen im Bereich des Krafteinleitungspunktes vorhanden sind, kann die erforderliche Rückhängebewehrung reduziert werden [22]. Umgekehrt ist im Falle von vorhandenen Zugspannungen mehr Rückhängebewehrung erforderlich. Eine andere pragmatische Lösung um übermäßig große Risse hinter den Lasteinleitungsstellen zu vermeiden, wie in Abb. 2.2b zu sehen, ist die Anordnung von risseverteilernder Bewehrung [22].

Anordnung der Verankerungsstelle im Querschnitt

Ausgehend von einem klassischen Hohlkastenquerschnitt sind in Abb. 2.3 verschiedene Typen von Verankerungselementen dargestellt. Durch die unterschiedliche Anordnung im Querschnitt kann grundlegend zwischen steifen/massiven Varianten Typ a) - c), Ecklisenen Typ d) - f) und Lisenen Typ g) unterschieden werden [8]. Da die Gewichtsoptimierung für die entwickelte Brückenbauweise eine wesentliche Rolle spielt, ist die Verankerung an Ecklisenen oder Lisenen anzustreben. Die Varianten Typ a) - c) und Typ h) werden im Zuge dieser Arbeit somit nicht weiter behandelt.

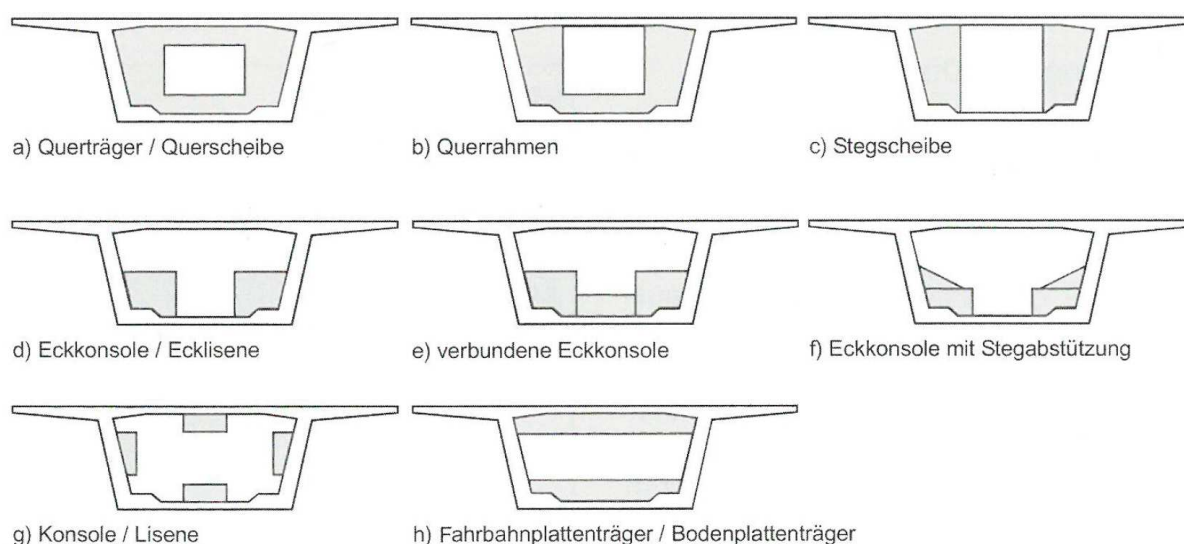


Abb. 2.3: Typen von Verankerungselementen in Hohlkästen [3]

Lisenen entfernt vom Kreuzungspunkt Steg-Flansch werden als nicht effizient beschrieben und führen zu folgenden Problemen [8, 19, 22]: Lokal auftretende Momente hervorgerufen durch konstruktiv bedingte Exzentrizitäten (Ansetzen der Spannprese, usw.) können nur durch Plattenbiegung abgetragen werden. Es besteht jedoch die Möglichkeit den Verankerungspunkt im angrenzenden Bauteil zu versenken (nur bei interner Spanngliedführung möglich). Dadurch wird die Krafteinleitung ohne bzw. mit vernachlässigbarer Exzentrizität ermöglicht. Diese Verankerungselemente (Verankerungstaschen) können jedoch nur, wie in Abb. 2.4 dargestellt, in entsprechend dickwandigen Bauteilen eingesetzt werden. Ein weiteres Problem, welches mit dem Abstand der Lisene zum Steg einhergeht, sind die damit verbunden Schubverformungen am Weg in den Steg.

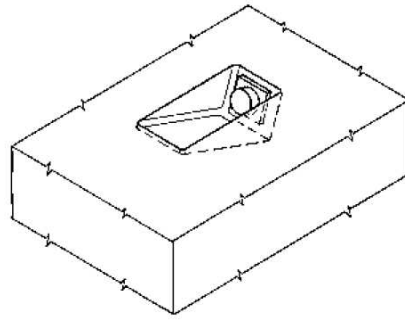


Abb. 2.4: Geometrie einer Verankerungstasche [22]

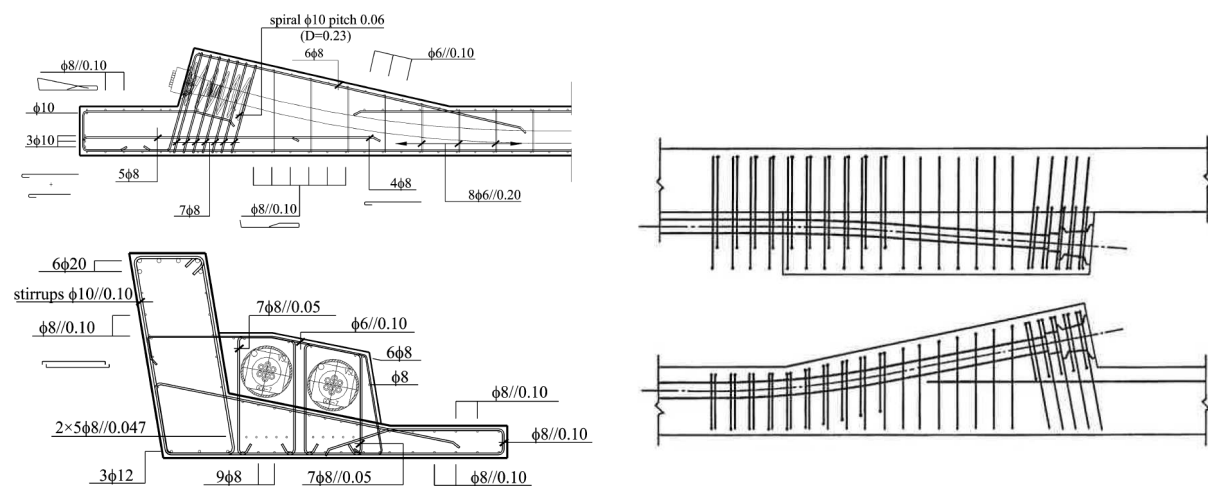
Wird die Lisene im Gegensatz dazu direkt am Kreuzungspunkt Steg-Flansch angeordnet, ergeben sich erhebliche Vorteile [8, 19, 22]: Da die Ecken eines Hohlkastens die steifsten Teile des Querschnitts darstellen, haben die durch die Verankerung erzeugten Diskontinuitäten die geringsten Auswirkungen. Wird die Vorspannkraft möglichst in der Nähe des Kreuzungspunktes Steg-Flansch eingeleitet, ist diese auf kürzestem Weg mit der Kraft im anderen Flansch gekoppelt. Ein weiterer großer Vorteil besteht darin, dass lokale Momente weitgehend in die angrenzenden Scheiben eingeleitet werden und nicht rein über Plattenbiegung abgetragen werden müssen. Als letztes kann aufgezählt werden, dass durch die Anordnung der Lisene im Querschnittseck zwei Oberflächen zur Schubkraftübertragung vorhanden sind. Dadurch kann ähnlich zu dem in der Felsmechanik gebräuchlichen Keilfaktor [10] von einer Erhöhung der Schubtragfähigkeit ausgegangen werden.

2.3 Ausführungsbeispiele

Nachfolgend werden Ausführungsvarianten von Lisenen für interne Spanngliedführung mit besonderem Augenmerk auf die Bewehrungsführung behandelt. In Abschnitt 2.4 sind die dazugehörigen Berechnungsmodelle beschrieben.

2.3.1 Lisenen bei interner Spanngliedführung

In [22] wird das Design von Lisenen für interne Spannglieder ausführlich beschrieben. Um die Konstruktion besser zu verstehen, ist es von Vorteil gedanklich mit einem vorgespannten, gekrümmten Druckglied zu starten. Das gekrümmte Druckglied ist freigeschnitten im Gleichgewicht und kann als separates Element betrachtet werden, welches anschließend in den Querschnitt eingebettet wird. Zusätzlich zur Bewehrung im Druckglied ist auch Anschlussbewehrung zur Rissverteilung und Lasteinleitung in den Querschnitt erforderlich. Sämtliche Querschnittsabmessungen sollten unter Berücksichtigung der durch das Spannglied und den Spannvorgang erforderlichen Mindestabstände möglichst klein gewählt werden, um die Exzentrizitäten im Lasteinleitungspunkt gering zu halten. Direkt im Lasteinleitungsbereich muss die Zusatzbewehrung laut Spanngliedhersteller, wie zum Beispiel Wendel und oder rechteckige Bügeln vorgesehen werden. Wie in den Abbildungen 2.5a und 2.5b ersichtlich, sollte die Bügelbewehrung in diesem Bereich möglichst in den Querschnitt eingebunden werden. Direkt angrenzend am Übergang in den gekrümmten Bereich der Lise ist ebenfalls quer angeordnete Bewehrung erforderlich. Die quer zur Krümmung eingebaute Bewehrung muss nicht die gesamte von der gekrümmten Sehne erzeugte Kraft aufnehmen können. Ein Teil der radialen Kraft wird durch direkte Kompression an der Innenseite des Druckglieds abgetragen. Um Rissbildung durch die konzentrierte Lasteinleitung, wie in Abschnitt 2.2 beschrieben, zu vermeiden, wird eine Rückhängebewehrung vorgesehen. Die den Bewehrungsführungen in Abb. 2.5a und 2.5b zugrundeliegenden Stabwerkmodelle sind in Abschnitt 2.4 Modell I und Modell III beschrieben.



- (a) Ecklise aus einem Forschungsprojekt, Längsschnitt (oben), Querschnitt (unten) [14]
- (b) Ecklise der Westlichen Brücke des Storebaelt Projekts in Dänemark, Horizontalschnitt (oben), Vertikalschnitt (unten) [22]

Abb. 2.5: Ausführungsvarianten von Lisenen bei interner Spanngliedführung

2.3.2 Lisenen bei externer Spanngliedführung

Lisenen bei externer Spanngliedführung sind im Gegensatz zu jenen welche zuvor bei interner Spanngliedführung beschrieben wurden, nicht als gekrümmtes Druckglied, sondern als auskragende Konsole zu betrachten. Abb. 2.6 zeigt die Bewehrungsführung einer Ecklisenen, welche im Zuge eines Forschungsprojekts [4] untersucht wurde. Es handelt sich dabei um einen von drei unterschiedlichen Versuchskörpern, welcher einer im Brückenbau üblichen Ecklisenen im Maßstab 2:3 nachempfunden wurde. Abgesehen von der direkt im Verankerungsbereich angeordneten Zusatzbewehrung (Wendel und Bügel) erinnert die Bewehrungsführung, wie im Querschnitt Abb. 2.6a ersichtlich, an eine übliche Konsolbewehrung.

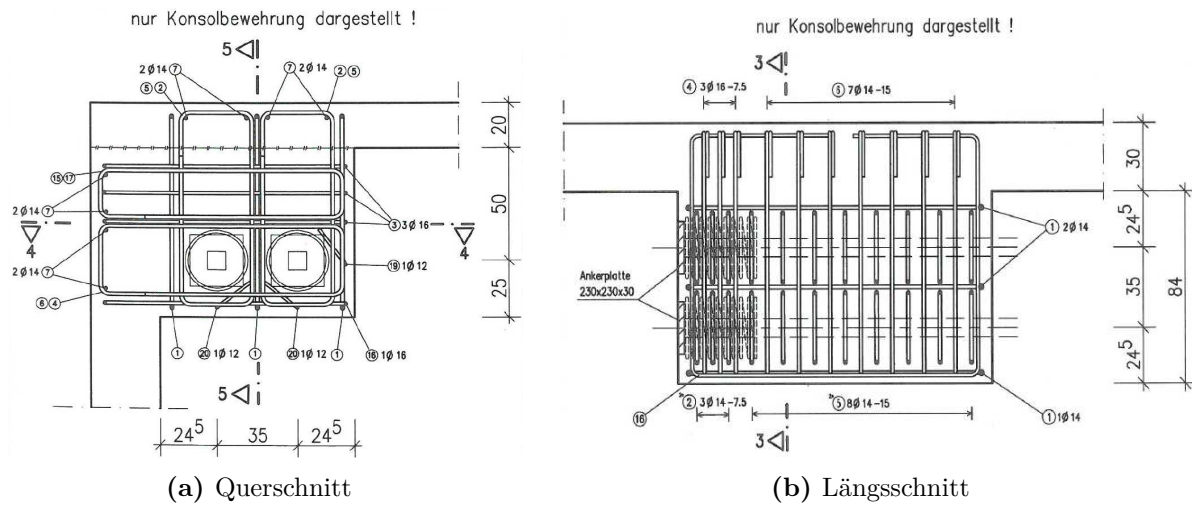
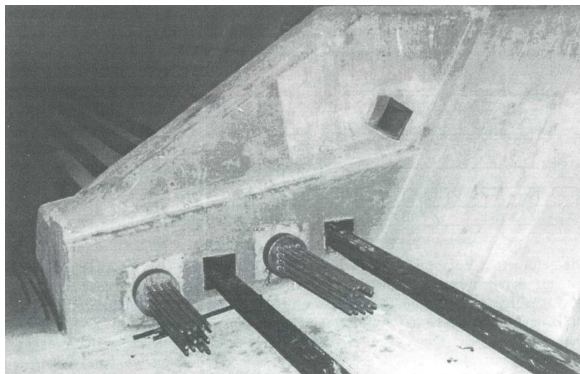


Abb. 2.6: Bewehrungsführung einer Ecklisenen aus einem Forschungsprojekt [4]

Um die Plattenbeanspruchung der Bodenplatte zu minimieren, kann eine Stegabstützung, wie in Abb. 2.7 dargestellt, ausgebildet werden. Speziell bei breiten Verankerungspunkten von mehreren Spanngliedern würde ohne diese Abstützung ein Großteil der durch die Exzentrizität hervorgerufenen Momente über Plattenbeanspruchung abgetragen werden. Ein Stabwerkmodell zur Bemessung einer Eckkonsole mit Stegabstützung wird in Abschnitt 2.4 (Modell VII) beschrieben. Diese Ausführungsvariante, welche übermäßiger Plattenbiegebeanspruchung entgegenwirken soll, ist jedoch durch die schräge Stegabstützung mit erhöhtem Herstellungsaufwand (Kosten) verbunden.



(a) Geometrie



(b) Bewehrung

Abb. 2.7: Geometrie und Bewehrung einer Ecklisenen mit Stegabstützung [3]

2.4 Berechnungsmodelle für Lisenen

In diesem Abschnitt werden verschiedene bereits vorhandene Berechnungsmodelle für Lisenen bei interner und externer Spanngliedführung beschrieben. Es handelt sich dabei um Ingenieurmodelle aus der Praxis und Berechnungsmodelle aus der Forschung.

2.4.1 Lisenen bei interner Spanngliedführung

Modell I

Dieses zweidimensionale Stabwerkmodell wurde im Zuge eines Forschungsprojekts [14] für die Verankerung von zwei intern geführten Vorspannkabeln im Eckbereich zwischen Bodenplatte und Steg eines klassischen Hohlkastenquerschnitts entworfen. In Abb. 2.8 sind die Geometrie der Versuchskörper sowie die dazu entwickelten Stabwerkmodelle zu sehen. Modell (a) wurde für die Ausführung mit konventionellem Beton der Festigkeitsklasse C30/37, entworfen. Der Einsatz von high-performance fiber-reinforced selfcompacting concrete (HPFRC) im Bereich der Lisenene ermöglicht die Reduktion des erforderlichen Betonquerschnitts. Dies wurde in Modell (b) berücksichtigt. Bis auf einen zusätzlichen Stab in Modell (b) sind beide Modelle qualitativ identisch. Die einzuleitende Spannkraft (P) wird in zwei Anteile zerlegt, welche oberhalb und unterhalb der Spanngliedachse angesetzt werden. Spaltzugkräfte im Lasteinleitungsbereich werden durch Stäbe Nr. 1 aufgenommen. In Modell (b) wird hierfür ein zusätzlicher Stab sowie eine zusätzliche Druckstrebe eingeführt. 25% von P werden, wie in [22] vorgeschlagen, über die Stäbe #3 und #4 rückverankert. Wie die rückverankerten Kräfte weiter im Querschnitt verteilt werden, ist nicht Teil des Modells. Die restlichen 75% der Spannkraft werden direkt in die im Eckbereich linear aufgeweitete Bodenplatte eingeleitet. Dazu übernehmen die Stäbe #2 50% der radial wirkenden Umlenkkräfte, die zweite Hälfte wird durch die oben liegenden Druckstreben abgetragen. Die Bewehrungsführung dieser Ecklisenen ist in Kapitel 2.3.1 Abb. 2.5a zu sehen.

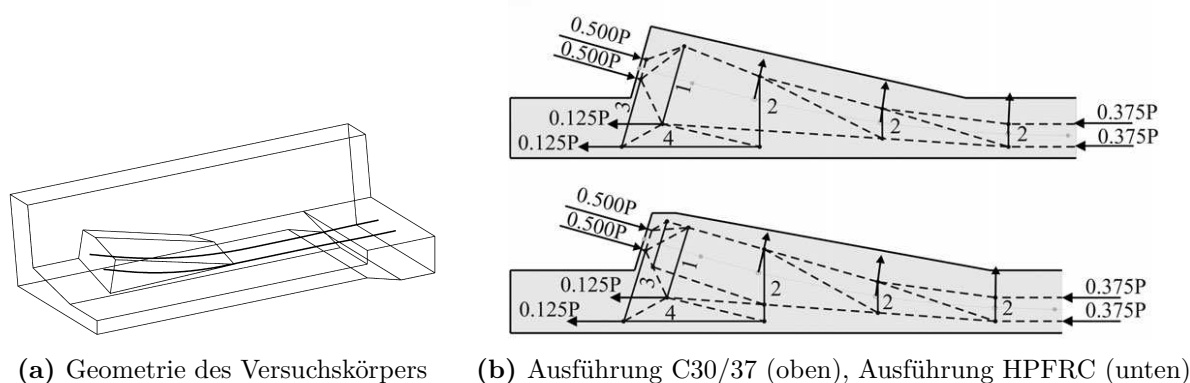


Abb. 2.8: Versuchskörper und dazugehörige Stabwerkmodelle **Modell I** [14]

Modell II

Modell II zeigt ein einfaches, jedoch dreidimensionales Stabwerkmodell für Ecklisenen sowie für Lisenen, welche entfernt vom Kreuzungspunkt Steg-Flansch situiert sind [22]. Wie im Längsschnitt der Abb. 2.9 ersichtlich, ist dieses Stabwerkmodell deutlich einfacher als Modell I aufgebaut. Die Spannkraft P wird als Einzellast angesetzt und ähnlich dem natürlichen Kraftfluss in den Querschnitt eingeleitet. Dieses Modell verzichtet auf die Verteilung von P auf mehrere Druckstreben, dadurch werden Spaltzugkräfte aufgrund der Lastausbreitung nicht berücksichtigt. Wie auch in Modell I werden 25% von P rückverankert. Die beiden Varianten von Schnitt

A-A, links für entfernt vom Kreuzungspunkt Steg-Flansch angeordnete Lisenen und rechts für Ecklisenen, zeigen die Einleitung der Umlenkraft T in den Querschnitt.

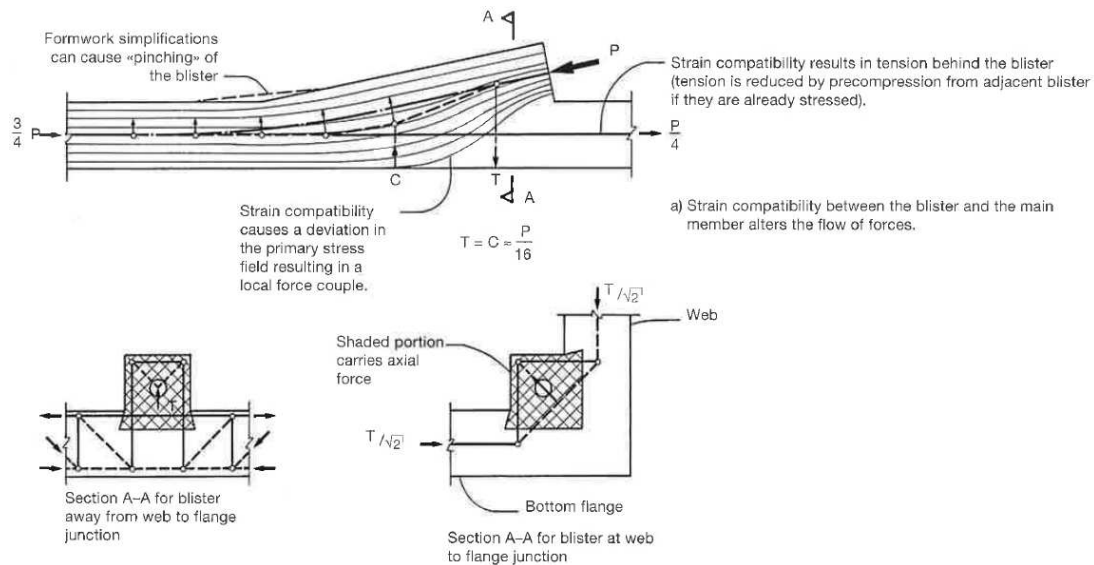


Abb. 2.9: Räumliches Stabwerkmodell Modell II [22]

Modell III

Ausgangspunkt für Modell III ist die Geometrie einer Ecklisenen wie sie in der westlichen Brücke des Storebaelt Projekts in Dänemark eingesetzt wurde [22]. Abbildung 2.10 zeigt die vereinfachte Geometrie und das dazu entwickelte räumliche Stabwerkmodell. Die Spannkraft wird je Schnitt (Abb. 2.10b) in zwei Anteile zerlegt und angesetzt. In den Schnitten sind die in den Ebenen wirkenden Kraftanteile dargestellt. Durch das Vorhandensein einer weiteren Lasteinleitungsstelle hinter der betrachteten Ecklisenen, wird die Rückhängebewehrung reduziert. Mit einem vereinfachten Berechnungsmodell (Annahme: Lastausbreitung erfolgt unter 45°) wird die durch die dahinter angeordnete Lasteinleitungsstelle hervorgerufene Druckspannung im Querschnittsbereich der betrachteten Lisenen ermittelt. Um die reduzierte Rückverankerungskraft zu bestimmen, wird von den üblichen 25% der longitudinal einzuleitenden Spannkraft, die Spannungsergebnisse der zuvor ermittelten Druckspannung im durch die Lisenengeometrie begrenzten Eckbereich des Querschnitts abgezogen. Die Spaltzugkräfte werden durch die Stäbe zwischen Punkt A und B aufgenommen. Auf der sicheren Seite liegend werden 100% der Umlenkkräfte, welche durch die gekrümmten Druckstreben entstehen, mit Bewehrung abgedeckt. Die Bewehrungsführung dieser Ecklisenen ist in Kapitel 2.3.1 Abb. 2.5 zu sehen.

Modell IV

Verankerungstaschen stellen eine weitere Möglichkeit zur Verankerung intern geführter Spannglieder dar [22]. Diese Konstruktionsmöglichkeit kann, wie in Abb. 2.11 zu sehen, nur in dickwandigen Querschnitten eingesetzt werden. Die Spannkraft (P) wird mit vernachlässigbarer Exzentrizität direkt in die Scheibe eingeleitet. Das zweidimensionale Stabwerkmodell der Verankerungstasche, ebenfalls in Abb. 2.11 dargestellt, zeigt die Normalkrafteinleitung in die Scheibe. Durch die vernachlässigbare Exzentrizität des Lasteinleitungspunktes kommt es zu keiner Plattenbeanspruchung. Wie in den bereits beschriebenen Modellen werden auch hier 25% von P rückverankert. Die Spaltzugkräfte werden durch die quer zu P ausgerichteten Stäbe aufgenommen, welche vor und hinter der Tasche angeordnet sind.

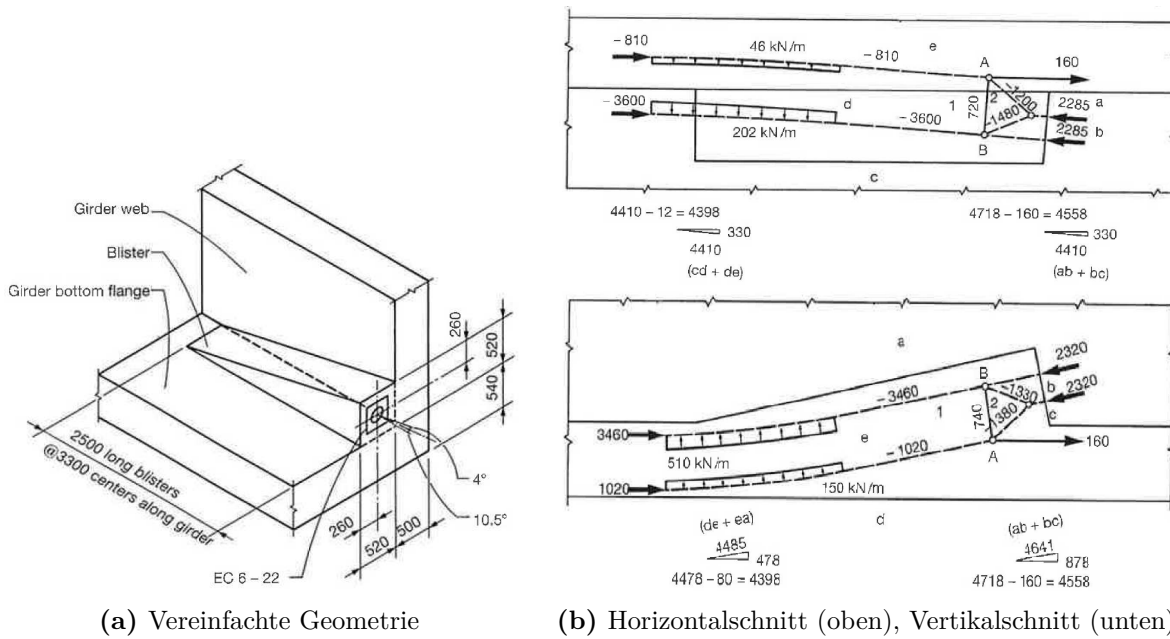


Abb. 2.10: Geometrie und dazugehöriges Stabwerkmodell der Ecklisenene Modell III [22]

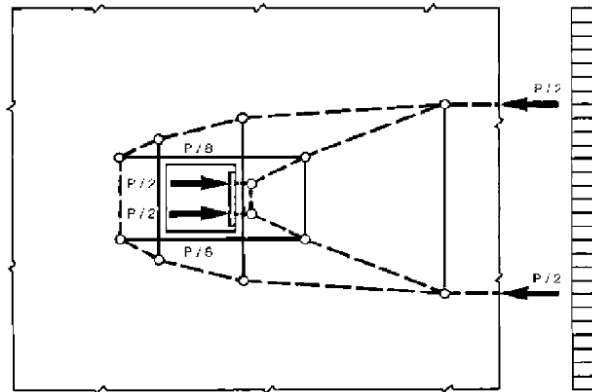


Abb. 2.11: Stabwerkmodell einer Verankerungstasche Modell IV [22]

2.4.2 Lisenen bei externer Spanngliedführung

Modell V

Das eindimensionale Stabwerkmodell berücksichtigt ausschließlich den Kraftfluss in ein angrenzendes Bauteil (Steg oder Flansch). Somit kann mit dem Berechnungsmodell sowohl eine im Querschnittseck oder entfernt davon angeordnete Lisenen berechnet werden [1]. In Abb. 2.12a ist das Stabwerkmodell bestehend aus drei Druckstreben und zwei Zugstreben dargestellt. Das durch die externe Lage des Spannglieds hervorgerufene Moment wird über ein Ersatzkräftepaar (Abb. 2.12b) in das angrenzende Bauteil eingeleitet. Dieses über Plattenbeanspruchung abgetragene Moment wird Krepelmoment genannt. Das sehr einfache Stabwerkmodell ist für die Anwendung bei Ecklisenen ungeeignet, da die räumliche Wirkung der Querschnittsecke nicht berücksichtigt wird. Für die Bemessung von Lisenen, welche entfernt vom Querschnittseck angeordnet sind, bildet Modell V einen guten Ansatz.

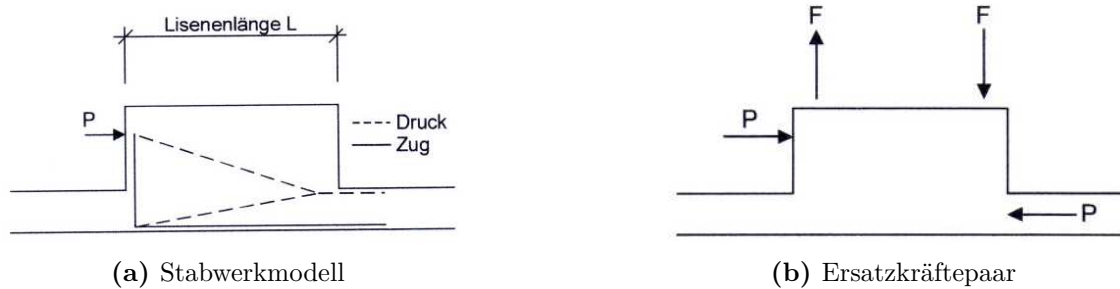


Abb. 2.12: Stabwerkmodell zur Lasteinleitung in die Bodenplatte **Modell V** [1]

Modell VI

Berechnungsmodell VI berücksichtigt eine räumliche Wirkung des gesamten Hohlkastenquerschnitts [8]. Wie in Abb. 2.13 zu sehen ist, wird durch Ausnutzung der Symmetrie nur eine Querschnittshälfte betrachtet. Über eine einzelne raumdiagonal durch die Lisenen angeordnete Druckstrebe wird die gesamte Vorspannkraft direkt in die steife Ecke zwischen Steg und Flansch eingeleitet. Um die dabei entstehenden Umlenkkräfte abzutragen, werden zwei biegesteife Rahmen in der Querschnittsebene modelliert. Die Weiterleitung der Vorspannkraft in Längsrichtung wird im Modell nicht behandelt. Es wird jedoch eine Rückhängebewehrung angeordnet, welche für 25 % der Vorspannkraft ausgelegt ist.

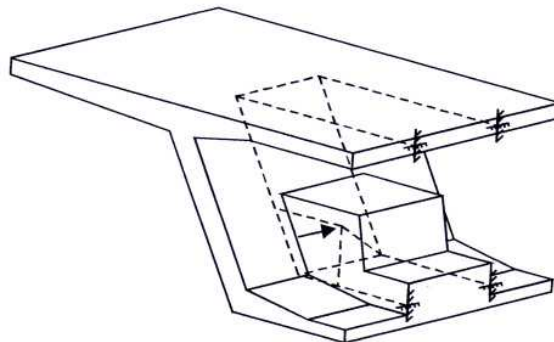


Abb. 2.13: Räumliches Stabwerkmodell mit Rahmenwirkung **Modell VI** [8]

Modell VII

Dieses dreidimensionale Stabwerkmodell betrachtet für die Bemessung von Ecklisenen die Normalkraftanteile für Steg und Bodenplatte getrennt [8]. In Abb. 2.14 ist die lineare Normalspannungsverteilung infolge der Vorspannung sowie die Querschnittsflächen von Steg und Bodenplatte dargestellt. Anteilsmäßig zu den Normalkraftanteilen der Spannungsresultanten über die halbe Fläche von Steg bzw. Bodenplatte, wird die Vorspannkraft aufgeteilt, um die Einleitung in Steg und Bodenplatte getrennt zu betrachten. Für den Kraftanteil, welcher in die Bodenplatte geleitet werden soll, wird, wie in Abb. 2.15a dargestellt, ein eindimensionales Stabwerkmodell herangezogen. Die Umlenkkraft U_1 wird über die Stegabstützung in den Steg geleitet und die Umlenkkraft U_2 wird über Kragarmwirkung der Lisenen ebenfalls dem Steg zugeordnet. Der dem Steg zugeordnete Kraftanteil wird durch ein räumliches Stabwerkmodell in den Steg eingeleitet (siehe Abb. 2.15b). Dieses Modell ist in Abb. 2.15b zu sehen. Umlenkkraft U_3 wird durch Bewehrung im Steg verankert. Die beiden übrigen Umlenkkräfte U_4 und U_5 werden jeweils zu 50 % der Bodenplatte und dem Steg zugewiesen. Eine genauere Kraftabtragung wird nicht dargestellt. Durch die Stegabstützung der Ecklisenen kann das Berechnungsmodell die Belastung

der Bodenplatte durch Kreppelmomente deutlich reduzieren. Ein dem Modell VII zumindest geometrisch ähnliches Ausführungsbeispiel ist in Abb. 2.7 ersichtlich.

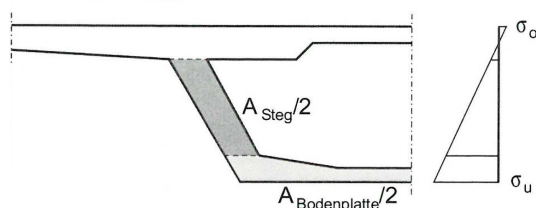


Abb. 2.14: Querschnittsflächen und lineare Normalspannungsverteilung **Modell VII** [8]

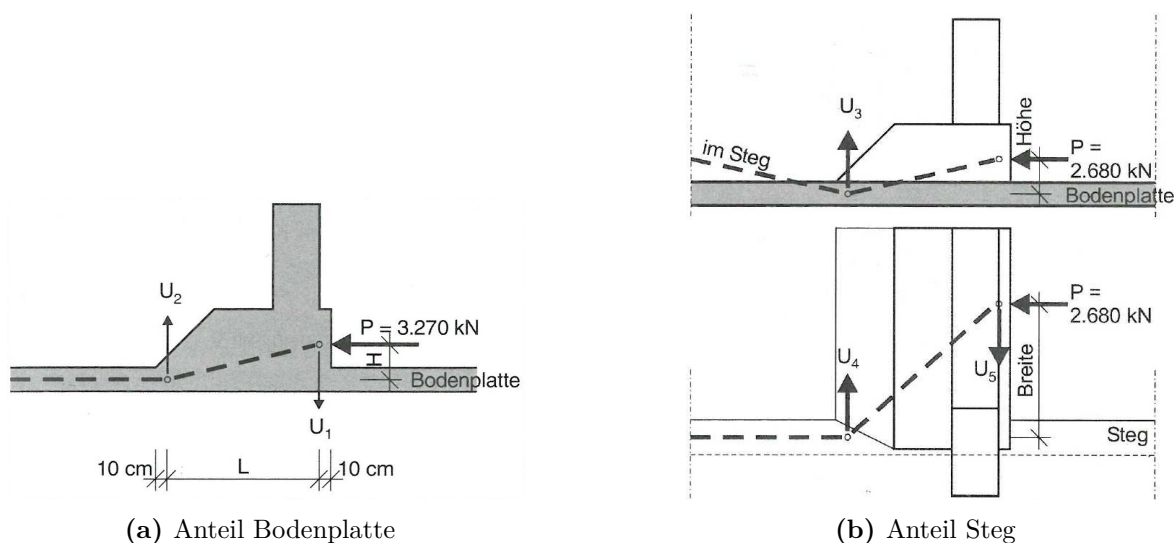


Abb. 2.15: Stabwerkmodell einer Ecklisene mit Stegabstützung **Modell VII** [1]

Modell VIII

Stabwerkmodell VIII kann als Weiterentwicklung von Modell VII angesehen werden [3]. Die Vorspannkraft wird ebenfalls anteilmäßig auf Steg und Bodenplatte aufgeteilt. Für jeden der beiden Anteile wird, wie in Abb. 2.16 zu sehen, ein eigenes Stabwerkmodell gebildet. Im Unterschied zu Modell VII sind zwei Stegabstützungen vorhanden. Die Umlenkkräfte können dadurch, wie in Abb. 2.16a und Abb. 2.16b dargestellt, durch die Abstützungen abgetragen werden. Da die Gleichgewichtsbedingungen nicht in jedem Punkt des Modells erfüllt werden und die doppelte Stegabstützung eine relativ aufwändige Konstruktion darstellt, ist diese Art der Krafteinleitung eher fraglich.

Modell IX

Folgendes relativ einfaches aber räumliches Stabwerkmodell wurde im Zuge eines Forschungsprojekts [25] aufbauend auf Versuchen und FE-Berechnungen gebildet. Die Aufteilung der Vorspannkraft in Steg und Flansch erfolgt ohne nähere Berechnung und wird mit jeweils 50 % angenommen. Direkt nach dem Angriffspunkt der Vorspannkraft wird diese über zwei getrennte Druckstreben in Steg und Flansch geleitet. Die Umlenkkräfte werden über zwei unter $+45^\circ$ bzw. -45° angeordneten Zugstreben aufgenommen. Die erste Zugstrebe leitet die Umlenkkraft am Anfang der Ecklisene direkt in die Querschnittsecke. Am Ende der Lisene werden die beiden aufgrund der Symmetrie des Modells im Gleichgewicht stehenden Umlenkkräfte durch die Zugstrebe

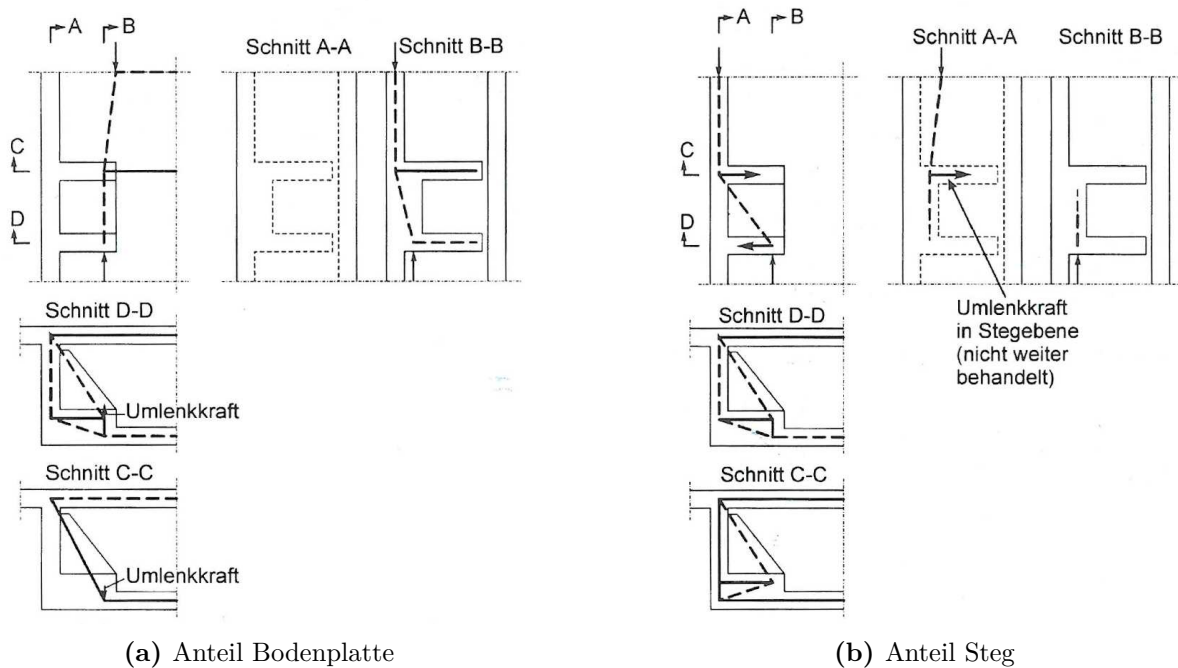


Abb. 2.16: Stabwerkmodell einer Eckklisene mit doppelter Stegabstützung **Modell VIII** [3]

kurzgeschlossen. Dadurch wird die Vorspannkraft über reine Scheibenbeanspruchung in den Querschnitt eingeleitet. Durch eine längs ausgerichtete Zugstrebe im Querschnittseck wird ein Teil der Vorspannkraft rückverankert. Zwei weitere Zugstreben nach der Eckklisene berücksichtigen die aufgrund der Verteilung in den Querschnitt hervorgerufenen Spaltzugkräfte. Dieses Modell leitet unter Ausnützung von Symmetrie und der Annahme gleichmäßiger Kraftaufteilung in Steg und Flansch die gesamte Vorspannkraft ohne Plattenbeanspruchung in den Querschnitt ein. Diesem positiven Sachverhalt ist jedoch gegenüberzustellen, dass die schrägen Zugstreben nur sehr aufwändig mit Bewehrung abgedeckt werden können.

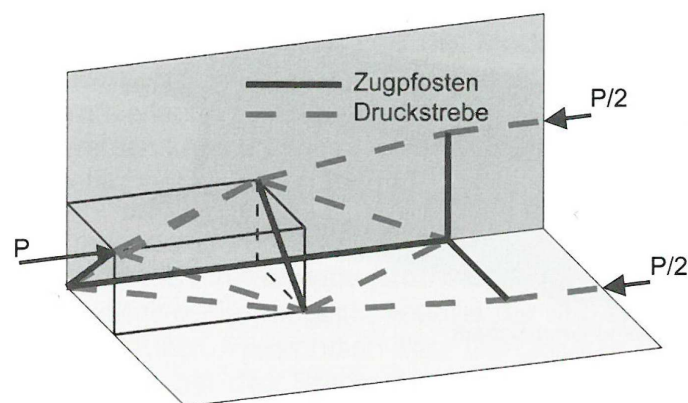


Abb. 2.17: Räumliches Stabwerkmodell einer Eckklisene **Modell IX** [25]

2.5 Bereits durchgeführte Versuche und Untersuchungen

Stahlspannungsbegrenzung - Gebrauchstauglichkeit

Bereiche mit geometrischen Diskontinuitäten oder konzentrierten Einwirkungen sind in der Regel mit Stabwerkmodellen zu bemessen. Rissbreitennachweise für derartige Bereiche werden meist durch die Einführung einer Stahlspannungsbegrenzung im Gebrauchszustand geführt (siehe Abschnitt 2.1).

Diese Spannungsbegrenzungen können, besonders in Verbindung mit einer schlechten Modellbildung, zu einem sehr hohen Bewehrungsgrad führen. In weiterer Folge entstehen dadurch Probleme beim Einbringen des Betons und erhöhte Kosten im Zuge der Ausführung.

In einem Forschungsprojekt [4] wurden dazu Versuche an drei typischen Verankerungslisenen für externe Spannglieder im Maßstab 2:3 durchgeführt. Es wurde eine Ecklisene (Typ 1), eine Stegscheibe (Typ 2) und eine mittig im Steg angeordnete Lisene (Typ 3) untersucht. Die Geometrie und die Bewehrung von Typ 1 ist in Abb. 2.6 abgebildet. Anhand der Versuche sollte festgestellt werden, ob eine Lisenenbewehrung, welche mit der damals im Stahlbetonbau üblichen Stahlspannung (nach DIN 1045) von $\beta_s/1,75$ bemessen wird, den Anforderungen bezüglich Tragfähigkeit und Rissbreitenbeschränkung (Gebrauchstauglichkeit) genügt. Damals galt die Vorgabe [2] aus Gründen besonderer Vorsicht und mit Rücksicht auf die Rissbildung mit einer Stahlspannung von $\beta_s/2,80$ zu rechnen. Zusätzlich sollte im Zuge der Versuche die Lastabtragung im Lisenenbereich untersucht werden, um darauf aufbauend ein entsprechendes Stabwerkmodell bilden zu können.

Die Versuche konnten in allen Fällen die rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten deutlich überschreiten. Im Gebrauchslastbereich lagen die gemessenen Rissbreiten bei Typ 1 und 2 unter 0,20 mm. Nur bei Typ 3 wurden Rissbreiten im Lisenenanschnitt von 0,40 bis 0,45 mm beobachtet. Somit wurde es für möglich und wünschenswert gehalten, besonders mit Rücksicht auf die Reduktion der Bewehrung in den Lasteinleitungsbereichen und den damit einhergehenden Vorteilen, zukünftig die Bewehrung mit $\beta_s/1,75$ zu ermitteln.

Modellbildung

Durch die konzentriert sowie exzentrisch angreifenden Kräfte, welche an Verankerungsstellen beim Einsatz externer Spannglieder in schlanke Bauteile eingeleitet werden, sind genaue Kenntnisse der Kraftabtragung und praxisgerechte Bemessungsmodelle erforderlich.

Aufbauend auf Versuchsergebnissen [4] und Berechnungen [8] aus Forschungsprojekten wurde ein Bemessungsmodell für Ecklisenen in klassischen Hohlkastenquerschnitten [9] entwickelt. Das Stabwerkmodell zur Bemessung der Lisene ist in Abb. 2.18a dargestellt. Die Neigung der Druckstreben in der Lisene α_S und α_B dürfen nicht kleiner als 30° angenommen werden, da dies kein realistisches Tragverhalten abbildet.

Um die Normalkräfte N_S und N_B in die angrenzenden Bauteile einzuleiten, wird mittels eines Stabwerkmodells die erforderliche Spaltzugbewehrung für die Verteilung in den Querschnitt ermittelt. Eine Rückhängebewehrung wird zum Abdecken von 25 % der einzuleitenden Kraft abgeschätzt.

Alle weiteren Kräfte aus dem Stabwerkmodell $\pm Z_S$ und $\pm Z_B$ beanspruchen die angrenzenden Bauteile als Platten. Dazu wird ein in Abb. 2.18a ersichtliches Ersatzsystem gebildet um mit einem üblichen FE-Programms arbeiten zu können. Im Bereich der Lisene sollte eine erhöhte Plattensteifigkeit berücksichtigt werden. Hierzu ist die Plattenstärke im FE-Programm um die halbe Höhe der Lisene, normal zum angrenzenden Bauteil gemessen, zu vergrößern.

Durch die Verwendung eines sorgfältig entwickelten Bemessungsmodells wird, wie auch in [4], die Anpassung des Sicherheitskonzepts in zukünftigen Vorschriften empfohlen (damals nach DIN 1045 und der Spannungsbegrenzung nach [2]).

Das Thema der konzentrierten Lasteinleitung bei externer Vorspannung wurde später nochmals durch [1] aufgegriffen.

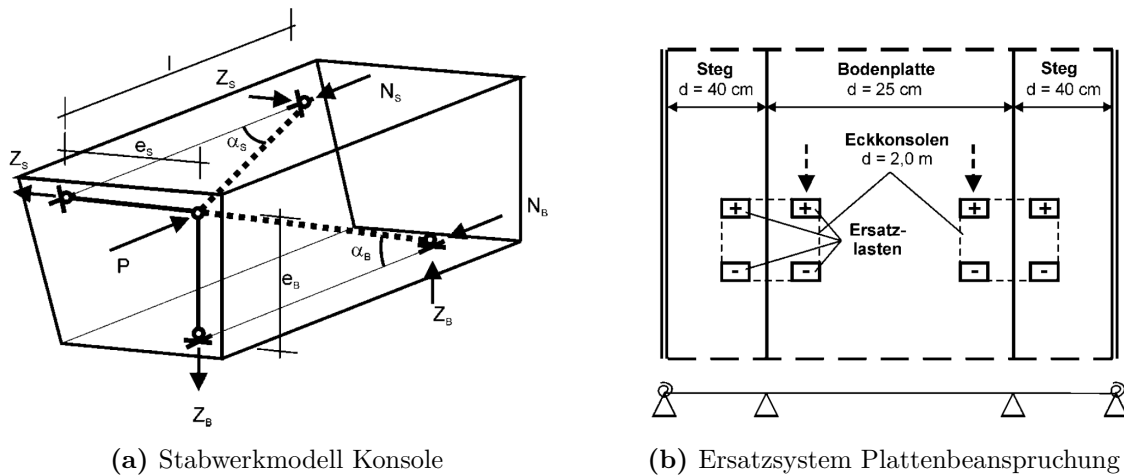


Abb. 2.18: Bemessungsmodell für Ecklisenen [9]

Faserverstärkter Hochleistungsbeton im Verankerungsbereich

Die große Dichte an Bewehrung in den Verankerungsbereichen der Spannglieder führt oft zu Problemen beim Einbringen des Betons. Insbesondere beim Einsatz von Ortbeton können oftmals Bereiche in Nähe der Ankerplatte nur schlecht verdichtet werden. Dies kann zu lokalem Versagen des Betons und ungewollt großer Rissbildung führen. Um dieses Problem zu lösen, wurde in einem Forschungsprojekt [14] der Einsatz von Faserverstärktem Hochleistungsbeton (HPFRC) für Lisenen untersucht. Durch die Verbesserung von Druck- und Zugfestigkeit des Betons soll der erforderliche Bewehrungsgrad im Lasteinleitungsbereich verringert werden.

Das Versuchsprogramm im Maßstab 1:2 umfasste drei verschiedene Versuchskörper, welche in Anlehnung an die Lezíria-Brücke (in der Nähe von Lissabon) konstruiert wurden. Es wurde ein Referenzkörper in konventioneller Ausführung (Betongüte C30/37) mit dem aus HPFRC hergestellten Versuchskörper verglichen. Zusätzlich wurde eine aus HPFRC gefertigte Fertigteillisene entworfen, um den Einsatz verschiedener Betongüten auf der Baustelle zu vermeiden. Die Geometrie sowie die entwickelten Stabwerkmodelle sind in Abb. 2.8 dargestellt. Die Bewehrungsführung des Referenzkörpers ist in Abb. 2.5a zu sehen. Während der Versuchsdurchführung wurden die Verschiebungen im Verankerungsbereich sowie Stahlspannungen an ausgewählten Stäben gemessen. Zusätzlich wurden Rissbreiten überwacht.

Die HPFRC Probekörper zeigen ein sehr ähnliches Verhalten gegenüber dem Referenzkörper. Alle Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit können erfüllt werden. Die gemessenen Zugkräfte in den ausgewählten Bewehrungsstäben erreichen nicht die im Stabwerkmodell berechneten Kräfte. Dieser Sachverhalt ist auf konstruktive, im Stabwerkmodell nicht berücksichtigte Bewehrungsstäbe und auf die Vernachlässigung der Schub- und Zugfestigkeit des Betons im Zuge der Modellbildung zurückzuführen. Die größten Zugspannungen konnten jedoch größtenteils an den Stäben mit korrespondierender Lage zu den im Stabwerkmodell am meisten beanspruchten Zugstreben gemessen werden.

Durch die Verwendung von HPFRC in den Lisenen konnte, im Vergleich zu der Ausführung mit Beton der Güte C30/37, 35% Betonvolumen und 17% Bewehrung eingespart werden.

Kapitel 3

Konstruktionsmöglichkeiten

In diesem Kapitel werden die konstruktiv maßgebenden Unterschiede zwischen Eckklisenen für klassische (dickwandige) und dünnwandige Brückenquerschnitte erarbeitet. Darauf aufbauend werden zwei unterschiedliche im Zuge der Diplomarbeit mit dem Institut für Tragkonstruktionen erdachte Konstruktionskonzepte für Eckklisenen in dünnwandigen Bauteilen beschrieben.

3.1 Eckklisenen in klassischen Brückenquerschnitten

Geometrie klassischer Hohlkastenquerschnitte

Sämtliche Bauteile klassischer Hohlkastenquerschnitte aus Beton (Fahrbahnplatte, Flansch unten und Stege) sind ausreichend dick ausgebildet um zumindest vier Bewehrungslagen unterzubringen. Wie in Abb. 3.1 ersichtlich, betragen die Wandstärken in diesem Querschnitt zumindest 20 cm. Die Stege sowie die Querschnittsecken sind deutlich dickwandiger ausgebildet.

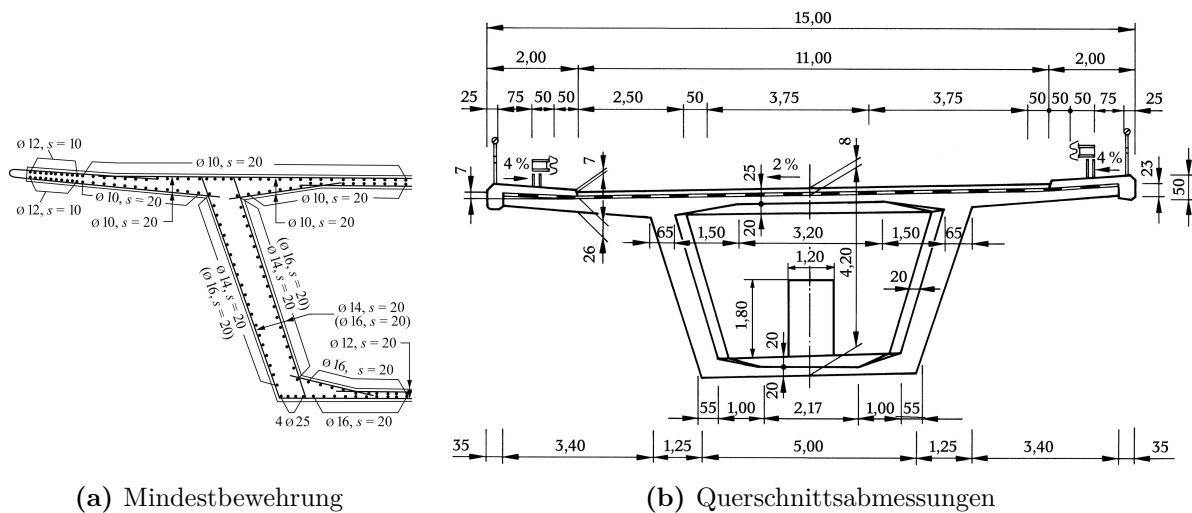


Abb. 3.1: Beispiel eines klassischen Hohlkastenquerschnitts in Betonbauweise [23]

Tragmechanismen

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, ist es das Ziel die exzentrisch angreifende Verankerungskraft über Eckklisenen in den Querschnitt einzuleiten. Um die im Bezug auf den Steg und den Flansch wirkenden Momente abzutragen, sind die angrenzenden Bauteile vorrangig als Scheiben zu beanspruchen. Aufgrund vorhandener Plattenbiegesteifigkeiten wird jedoch auch ein Teil durch diesen Tragmechanismus abgetragen. Der Sachverhalt dieser ungewollten Plattenbeanspruchung ist in Abb. 3.2 dargestellt. Oftmals werden aber auch planmäßige Momentenanteile über Plattenbiegung

abgetragen. In diesem Fall werden sämtliche an die Ecklisene angrenzenden Bauteile als Schalen (Scheiben- und Plattentragwirkung) bemessen.

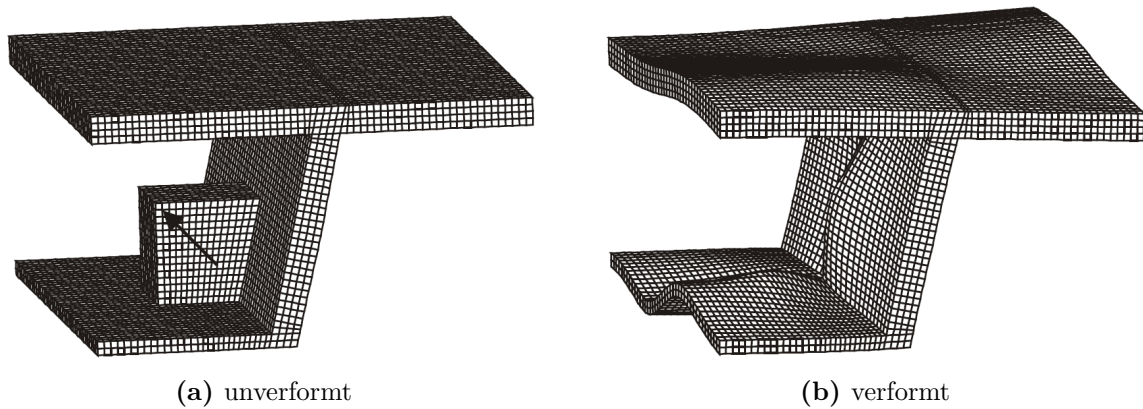


Abb. 3.2: Deformationen eines klassischen Hohlkastenquerschnitts im Bereich der Krafteinleitung von externen Spanngliedern über eine Ecklisene [15]

Konstruktion/Geometrie klassischer Ecklisenen

Maßgebend für die geometrische Gestaltung von Ecklisenen in klassischen Kastenquerschnitten sind die Anzahl der zu verankernden Spannglieder, die Mindeststrandabstände laut Spanngliederhersteller und eventuell der Platzbedarf zum Ansetzen der Spannpressen. Abb. 3.3 zeigt schematisch den Querschnitt einer klassischen Ecklisene. Die Hauptbewehrung der Lisene umfasst das Spannglied und wird im Steg bzw. in der Bodenplatte verankert. Stabwerkmodelle für klassische Ecklisenen werden in Abschnitt 2.4.2 behandelt.

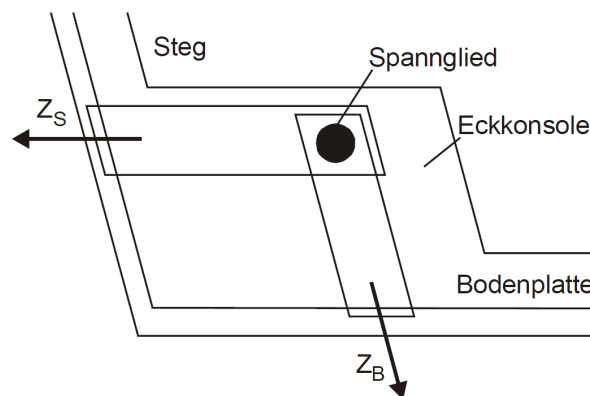


Abb. 3.3: Querschnitt durch eine klassische Ecklisene [15]

Zusammenfassung

Klassische Ecklisenen beanspruchen die angrenzenden Bauteile als Schalen. Aufgrund der meist dickwandig ausgebildeten Querschnittseckbereiche ist es nicht erforderlich die durch die exzentrisch angreifenden Lasten hervorgerufenen Momente ausschließlich durch Scheibenbeanspruchung von Steg und Flansch abzutragen.

3.2 Eckklisenen in dünnwandigen Brückenquerschnitten

Geometrie des Brückenquerschnitts aus dünnwandigen Plattenelementen

Der in einem aktuellen Forschungsprojekt am Institut für Tragkonstruktionen der TU-Wien [12] entwickelte Brückenquerschnitt aus zusammengesetzten dünnwandigen Fertigteilen ist in Abb. 1.1 dargestellt.

Die genauen Abmessungen der im Bauzustand wirksamen Betonquerschnittsfläche können Abb. 4.1 entnommen werden. Wie in den Abbildungen zu sehen ist, haben sämtliche im Bauzustand wirksame Querschnittsteile eine Wandstärke von lediglich 7 cm. Um trotz der dünnwandigen Abmessungen, dem Zusammenfügen einzelner Elemente und den konstruktiv bedingten Öffnungen im Betonquerschnitt als Kastenquerschnitt zu wirken, werden spezielle Stahlrahmen und Anschlüsse zwischen den Einzelbauteilen vorgesehen. Der schematische Zusammenbau der dünnwandigen, vorgefertigten Elemente zum fertigen Segment ist in Abb. 3.4 dargestellt und beschrieben. Da sich diese Arbeit ausschließlich der Entwicklung von Eckklisenen für den vorliegenden Querschnitt widmet, wird darauf nicht weiter eingegangen und auf das Forschungsprojekt [12] verwiesen.

Im Bezug auf die punktuelle Krafteinleitung in den Querschnitt liegt der Hauptunterschied zu klassischen Kastenquerschnitten bei den auf ein Minimum reduzierten Wandstärken der Querschnittsteile. Die einzelnen 7 cm starken Elemente sind zweilagig bewehrt. Quer zur Stabachse wird die 1. Lage der Regelbewehrung $\varnothing 12/20$ mit einer Betondeckung von 30 mm angeordnet. Die 2. Lage $\varnothing 8/20$ wird längs zur Stabachse ausgerichtet. Aufgrund der dünnwandigen Bauweise sind die Plattensteifigkeit und Tragfähigkeit im Vergleich zur Scheibensteifigkeit und Tragfähigkeit der einzelnen Elemente von vernachlässigbarer Größe.

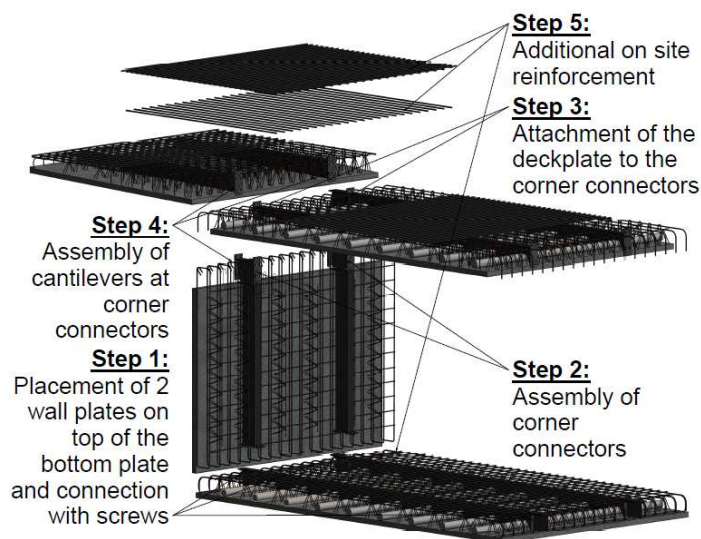


Abb. 3.4: Schematischer Zusammenbau eines Segments aus vorgefertigten Elementen [12]

Tragmechanismen

Im Gegensatz zur klassischen Bauweise ist besonders darauf zu achten die externen Kräfte hauptsächlich über Scheibenbeanspruchung in Steg und Flansch einzutragen. Eine ungewollte Plattenbeanspruchung der dünnwandigen Halbfertigteile kann zu unkontrollierter Rissbildung oder Versagen führen.

Konstruktion/Geometrie von Ecklisenen für Brücken aus dünnwandigen Plattenelementen

Trotz sorgfältiger Literaturrecherche konnten keine bisher entwickelten Lasteinleitungspunkte (Ecklisenen) für vergleichbar dünnwandige Betonelemente gefunden werden. Maßgebend für die geometrische Gestaltung für Ecklisenen in Brücken aus dünnwandigen Plattenelementen sind die geringen Wandstärken und die dadurch eingeschränkten Lastabtragungsmechanismen. Des Weiteren haben auch die Anzahl der zu verankernden Spannglieder, die Mindeststrandabstände laut Spanngliedhersteller und der Platzbedarf zum Ansetzen der Kupplung Einfluss auf die gewählte Konstruktion. Da sich die Ecklisenen während des Spannvorgangs immer am Querschnittsende (Taktschieben) befinden, hat der Platzbedarf zum Ansetzen der Spannvorrichtung keinen Einfluss auf die Geometrie.

Um den Rhythmus der Taktschiebevorgänge nicht zu verlängern, sollte die Ecklisene schnell und möglichst einfach in den aus Fertigteilen zusammengesetzten Querschnitt zu integrieren sein. Es ist naheliegend die Lisene auch als Fertigteil auszubilden, jedoch stellt sich die Frage wie sie mit den anschließenden Bauteilen kraftschlüssig verbunden werden kann.

Im Gegensatz dazu können die Ecklisenen auch nach dem Zusammensetzen des Querschnitts in Ortbeton hergestellt werden. Auf Kosten der Zeit könnte somit die kraftschlüssige Verbindung einfach realisiert werden.

In den nachfolgenden Unterabschnitten werden zwei mögliche Konstruktionskonzepte für die Ausbildung von Ecklisenen in aus dünnwandigen Plattenelementen zusammengesetzten Querschnitten beschrieben und anschließend miteinander verglichen.

3.2.1 Variante A - Fertigteil

Dieses Konstruktionskonzept hat zum Ziel die Ecklisene als Fertigteil auszubilden, um den Einsatz von Ortbeton zu vermeiden. Die Ecklisene wird bereits im Fertigteilwerk mit dem Steg verbunden. Nach dem Zusammensetzen der einzelnen Bauteile zum fertigen Querschnitt ist lediglich der Einsatz von Vergussmörtel zwischen Flansch und Lisene erforderlich.

Nachfolgend wird der mögliche Herstellungsprozess beschrieben: Im ersten Schritt wird die Ecklisene mit herausstehender Anschlussbewehrung, wie in Abb. 3.5a ersichtlich, unabhängig von Steg und Flansch im Fertigteilwerk hergestellt. Nach dem Ausschalen der Lisene wird sie in die Schalung des Stegs eingelegt. Durch ihre Anschlussbewehrung wird die Lisene somit kraftschlüssig mit dem Steg verbunden. Abb. 3.5b zeigt die bereits im Werk mit dem Steg verbundene Lisene. Unabhängig von Lisene und Steg wird der Flansch wie in Abb. 3.5c mit einer Aussparung und herausstehender Anschlussbewehrung für die Ecklisene hergestellt. Beim Zusammensetzen der Bauteile zum fertigen Kastenquerschnitt wird der zur kraftschlüssigen Verbindung erforderliche Spalt zwischen Flansch und Lisene mittels Vergussmörtel verschlossen. Um den zur Verbindung der Anschlussbewehrung erforderlichen Spalt möglichst klein zu halten, wird die Anschlussbewehrung mit Endhaken hergestellt. Dadurch kann der erforderliche Übergriff auf ein Minimum verkürzt werden. Die fertig zusammengesetzten Bauteile sind in Abb. 3.5d zu sehen, der Vergussmörtel ist in Rot dargestellt. Unter Verwendung eines Vergussmörtels mit hoher Frühfestigkeit kann die Ecklisene nach wenigen Tagen zur Einleitung von Vorspannkraften herangezogen werden.

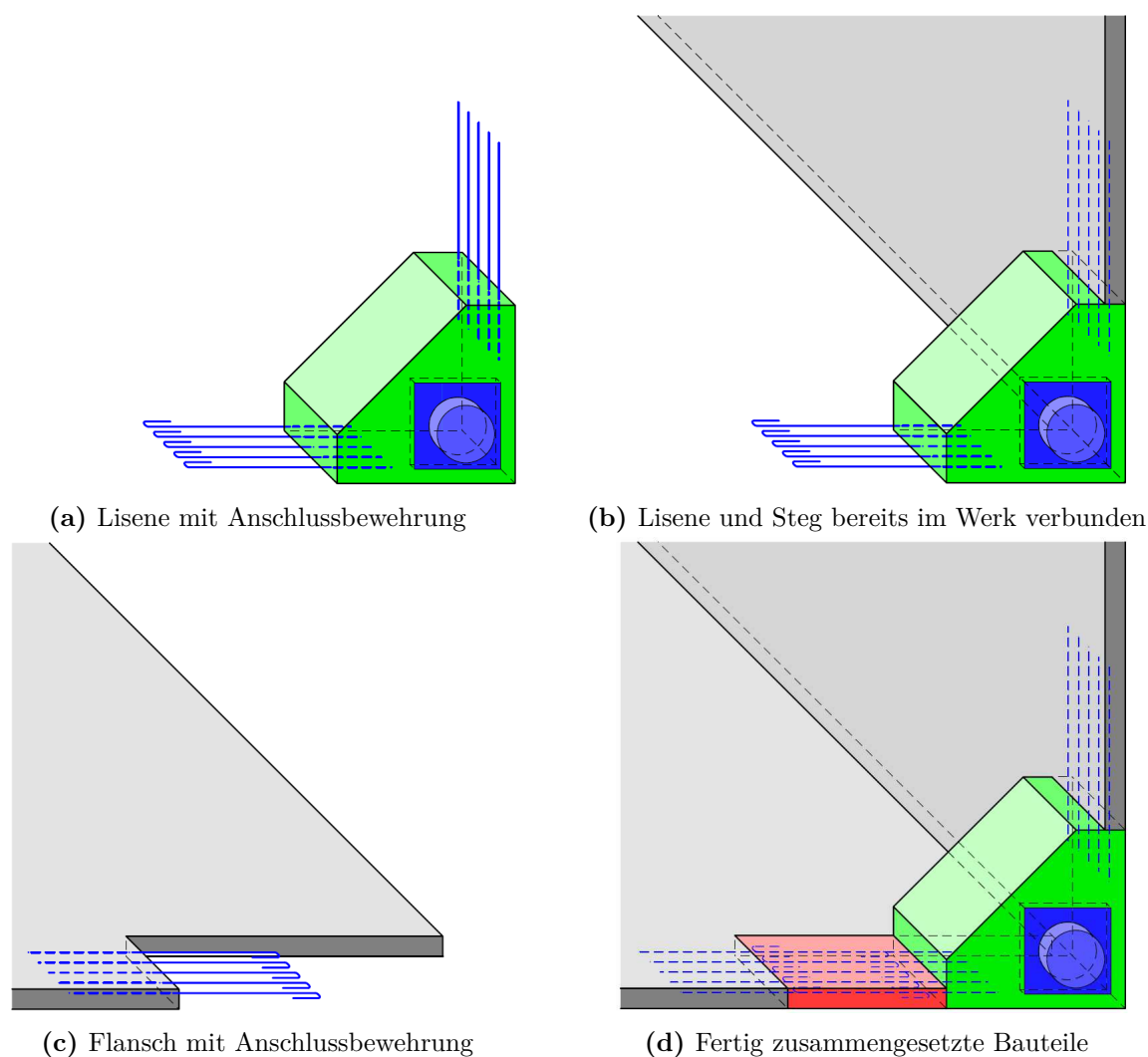


Abb. 3.5: Konzept Ecklisene Variante A - Fertigteil

3.2.2 Variante B - Ortbeton

Variante B versucht alternativ den Einsatz von Ortbeton zur Ausbildung der Ecklisene so einfach wie möglich zu gestalten. Die Verbindung zwischen der Ecklisene in Ortbeton und dem Querschnitt aus Fertigteilen wird durch Anschlussbewehrung realisiert. Diese Bewehrung ist bereits ab Werk in den Fertigteilenelementen vorhanden. Um den Schalungsaufwand vor Ort gering zu halten, bilden Steg und Flansch bereits einen Teil der Schalung.

Nachfolgend wird der mögliche Herstellungsprozess beschrieben: Flansch und Steg werden im Fertigteilwerk unabhängig voneinander mit herausstehender Anschlussbewehrung für die Lisene hergestellt. Um die Bewehrung in den dünnwandigen Plattenelementen verankern zu können, wird diese mit angeschweißten Querstäben (Leiterbewehrung) ausgeführt. Auf der Baustelle werden Flansch und Steg miteinander zum fertigen Querschnitt verbunden. Danach wird die Lisene in Ortbeton ergänzt. Nach Erreichen der erforderlichen Betondruckfestigkeit ist der Krafteinleitungspunkt einsatzbereit.

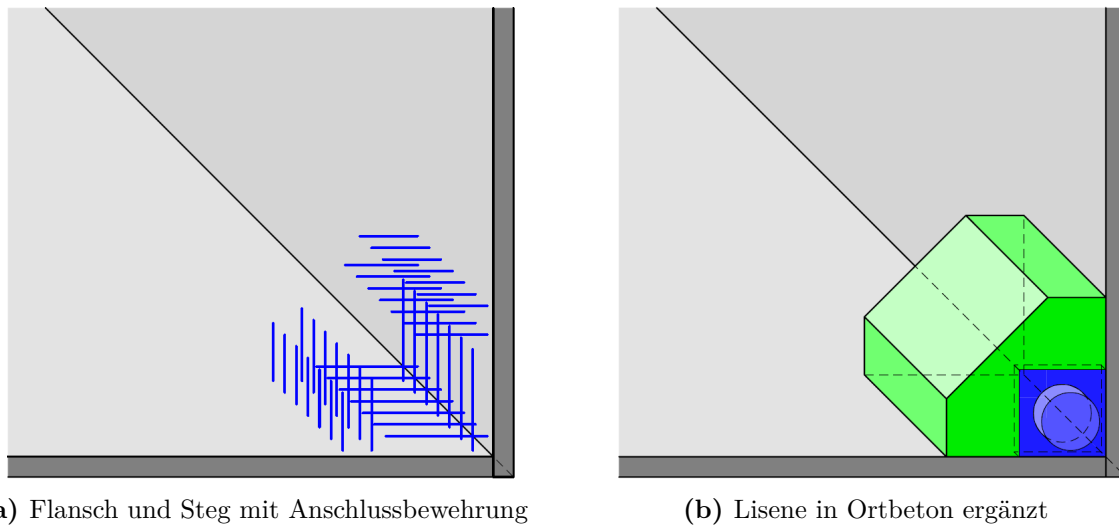


Abb. 3.6: Konzept Ecklisene Variante B - Ortbeton

3.2.3 Vergleich der beiden Varianten

Vor- und Nachteile von Variante A - Fertigteil:

- + kein Ortbeton → Zeitersparnis → kürzere Taktschiebeintervalle
- + höhere Genauigkeit durch Herstellung der Lisene im Fertigteilwerk
- + Krafteinleitung direkt über Stirnflächen in den Querschnitt
- größerer Aufwand im Fertigteilwerk
- Vergussmörtel erforderlich

Vor- und Nachteile von Variante B - Ortbeton:

- + geringer Aufwand im Fertigteilwerk
- + kein Vergussmörtel erforderlich
- Ortbeton erforderlich → Verlängerung der Taktschiebeintervalle
- Krafteinleitung über Verankerung in den dünnwandigen Elementen

Aufgrund der Vorteile von Variante A - Fertigteil, insbesondere der Zeitersparnis, wird dieses Konzept für die Anwendung im neuen Brückenbauverfahren gewählt.

Kapitel 4

Konstruktion der Ecklisene

Aufbauend auf den in Kapitel 1, 2 und 3 zusammengefassten Grundlagen widmet sich folgendes Kapitel dem Entwurf, der Berechnung und der Konstruktion einer Ecklisene für die Einleitung von Vorspannkraften in Brücken aus dünnwandigen Plattenelementen.

4.1 Konstruktionsgrundlagen

Die Ecklisene soll für eine mehrfeldrige Brücke aus einem aktuellen Forschungsprojekt des Instituts für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien [12] konstruiert werden. Wie bereits in der Einleitung beschrieben, müssen die für den Bauzustand (Taktchiebeverfahren) erforderlichen Vorspannkraften in den aus 7 cm starken Fertigteilen zusammengesetzten Querschnitt über Ecklisene eingeleitet werden. Aufgrund konstruktiver Gesichtspunkte, wie zum Beispiel das Einheben der Bewehrungskörbe und Einbringen des Betons für den Endzustand, ist der Betonquerschnitt im Bauzustand nicht komplett geschlossen. Der obere Flansch ist im Bereich der Stege, wie in Abb. 4.1 ersichtlich, unterbrochen. Um trotzdem wie ein geschlossenes Profil zu wirken, sind die oberen Flansche punktuell über Stahlbauteile mit den Stegen verbunden.

Im Zuge dieser Diplomarbeit werden die Ecklisene für die in den unteren Ecken des Querschnitts angeordneten Zugglieder konstruiert. Die Verankerungspunkte für die oben liegenden Zugglieder sind aufgrund der Lücke im Querschnitt anders auszubilden und werden in dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

4.1.1 Querschnittswerte

In diesem Unterkapitel werden die zur Ermittlung der externen Vorspannkraften erforderlichen Bruttoquerschnittswerte ermittelt (siehe Tabelle 4.1 sowie Gleichung (4.1) bis (4.4)). Abbildung 4.1 zeigt den im Bauzustand wirksamen einfach symmetrischen Betonquerschnitt.

Tab. 4.1: Bruttoquerschnittswerte

(i) [-]	$h^{(i)}$ [m]	$b^{(i)}$ [m]	$A^{(i)}$ [m ²]	$\tilde{z}_s^{(i)}$ [m]	$A^{(i)} \cdot \tilde{z}_s^{(i)}$ [m ³]	$z_s^{(i)}$ [m]	$I_y^{(i) eig}$ [m ⁴]	$A^{(i)} \cdot (z_s^{(i)})^2$ [m ⁴]
(1) Flansch oben	0,0700	4,6000	0,3220	1,8350	0,5909	-0,9535	0,0001	0,2927
(2) Flansch unten	0,0700	5,4000	0,3780	0,0350	0,0132	0,8465	0,0002	0,2709
(3) Steg links	1,7300	0,0700	0,1211	0,9350	0,1132	-0,0535	0,0302	0,0003
(4) Steg rechts	1,7300	0,0700	0,1211	0,9350	0,1132	-0,0535	0,0302	0,0003
Σ			0,9422		0,8306		0,0607	0,5643

Die Querschnittsfläche ergibt sich zu:

$$A = \sum A^{(i)} = 0,9422 \text{ m}^2 \quad (4.1)$$

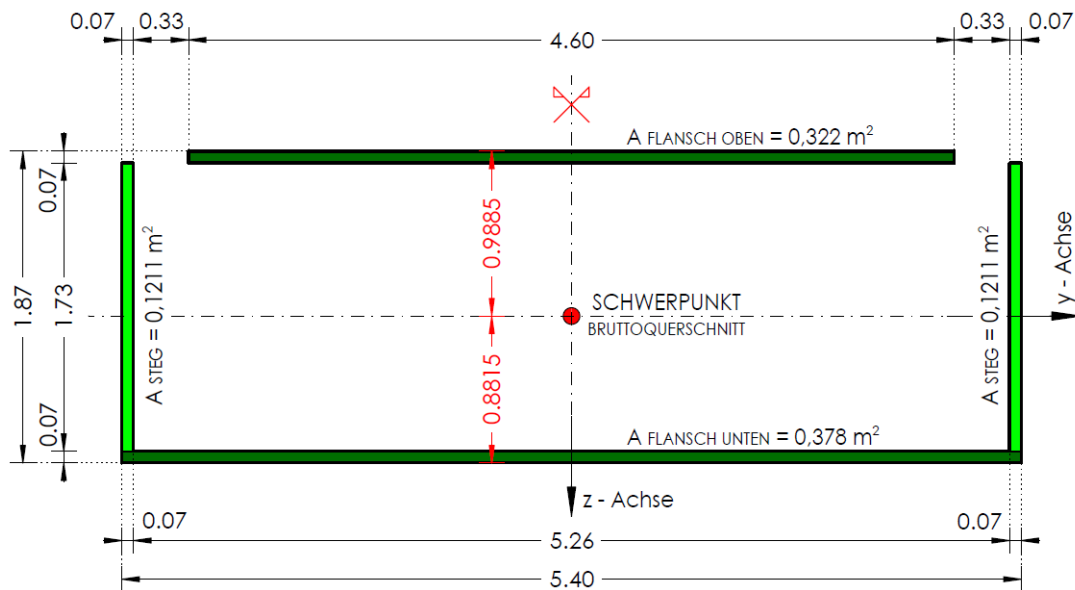


Abb. 4.1: Betonquerschnitt im Bauzustand [m] [12]

Der Abstand des Schwerpunktes zur unteren bzw. oberen Randfaser beträgt:

$$z_{su} = \tilde{z}_s = \frac{\sum A^{(i)} z_s^{(i)}}{A} = \frac{0,8306}{0,9422} = 0,8815 \text{ m} \quad (4.2)$$

$$z_{so} = z_{su} - h_{ges} = 0,8815 - 1,87 = -0,9885 \text{ m} \quad (4.3)$$

Das Flächenträgheitsmoment ergibt sich zu:

$$I_y = \sum I_y^{(i) eig} + \sum A^{(i)} (z_s^{(i)})^2 = 0,0607 + 0,5643 = 0,6250 \text{ m}^4 \quad (4.4)$$

4.1.2 Erforderliche Vorspannkraft

Während der verschiedenen Bauzustände in der Bauphase (Taktchiebevorgang) soll der Betonquerschnitt durch die zentrische Vorspannung vollständig überdrückt sein. Die Spannglieder können aufgrund des dünnwandigen Betonquerschnitts während der Bauphase nur extern angeordnet werden. Sie sollen innerhalb der Ecken des Querschnitts verlaufen, um die Vorspannkraft über Ecklisenen in den Querschnitt einleiten zu können.

Das durch die Vorspannung abzudeckende charakteristische Moment für die vorliegende Brücke wurde bereits im erwähnten Forschungsprojekt [12] ermittelt und mit $M_k = -7,00 \text{ MNm}$ (Lastfall-M) für diese Arbeit als Ausgangspunkt zugrunde gelegt.

Normalspannungen Lastfall-M

Nachfolgend werden in Gleichung (4.5) und (4.6) die Randspannungen für das durch die Vorspannung zu kompensierende Moment ermittelt:

$$\sigma_x(z = z_{so})^{LF-M} = \frac{M_k}{I_y} z_{so} = \frac{-7,00}{0,6250} (-0,9885) = 11,0712 \text{ MPa} \quad (4.5)$$

$$\sigma_x(z = z_{su})^{LF-M} = \frac{M_k}{I_y} z_{su} = \frac{-7,00}{0,6250} 0,8815 = -9,8729 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

Erforderliche Vorspannkraft (P)

In Gleichung (4.7) bis (4.10) wird die erforderliche Vorspannkraft pro Ecklisene berechnet. Die im Bauzustand externen Spannglieder werden, wie bereits beschrieben, innerhalb der Ecken des Querschnitts angeordnet. Da der Schwerpunkt des Betonquerschnitts durch die Öffnungen im oberen Flansch nicht exakt zentrisch liegt, ergibt sich für die planmäßig zentrische Vorspannung eine Exzentrizität von:

$$e = z_{so} - \frac{h_{ges}}{2} = -0,9885 - \frac{1,87}{2} = -0,0535 \text{ m} \quad (4.7)$$

Aufgrund des für die Bemessung zugrunde gelegten [12] negativen Moments, ist die obere Randfaser maßgebend für die Berechnung der erforderlichen Vorspannkraft. Die obere Randspannung für eine zentrische Vorspannung von -1,00 MN beträgt:

$$\sigma_x(z = z_{so})^{LF-1} = \frac{-1,00}{A} + \frac{e \cdot (-1,00)}{I_y} z_{so} = -1,1459 \text{ MPa} \quad (4.8)$$

Die erforderliche Vorspannkraft ergibt sich somit zu:

$$P_{erf,gesamt} = \frac{\sigma_x(z = z_{so})^{LF-M}}{\sigma_x(z = z_{so})^{LF-1}} = \frac{11,0712}{-1,1459} = -9,6611 \text{ MN} \quad (4.9)$$

Die erforderliche Vorspannkraft pro Querschnittsecke beträgt:

$$P_{erf} = \frac{P_{erf,gesamt}}{4} = -2,4153 \text{ MN} \quad (4.10)$$

Normalspannungen Lastfall-P

Die Randspannungen für Lastfall-P werden in Gleichung (4.11) und (4.12) berechnet:

$$\sigma_x(z = z_{so})^{LF-P} = \frac{P_{erf,gesamt}}{A} + \frac{e \cdot P_{erf,gesamt}}{I_y} z_{so} = -11,0712 \text{ MPa} \quad (4.11)$$

$$\sigma_x(z = z_{su})^{LF-P} = \frac{P_{erf,gesamt}}{A} + \frac{e \cdot P_{erf,gesamt}}{I_y} z_{su} = -9,5250 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

Normalspannungen Lastfallkombination M + P

Die Randspannungen der Lastfallkombination von M und P ergeben sich nach Gleichung (4.13) und (4.14):

$$\sigma_x(z = z_{so})^{LFK-M+P} = \sigma_x(z = z_{so})^{LF-M} + \sigma_x(z = z_{so})^{LF-P} = \pm 0,0000 \text{ MPa} \quad (4.13)$$

$$\sigma_x(z = z_{su})^{LFK-M+P} = \sigma_x(z = z_{su})^{LF-M} + \sigma_x(z = z_{su})^{LF-P} = -19,3979 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

4.1.3 Auswahl der Spannglieder

Es werden zwei unterschiedliche Verankerungen untersucht:

Variante 1 - Ankerplatte: 4x CONA CMI SP 1506-150 1860 [6]

Variante 2 - Ankertromplatte: 4x CONA CME 1506-150 1860 [5]

$E_p = 195000 \text{ MPa}$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$A_{p,Litze} = 150 \text{ mm}^2$$

$$n = 15 \text{ Litzen} \rightarrow A_p = 2250 \text{ mm}^2$$

Begrenzung der Spannungen laut EC 2 [18]

Maximal zulässige Spannung während des Spannvorgangs $t < t_0$ laut Gleichung (4.15):

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot f_{pk} \\ k_2 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,80 \cdot 1860 \\ 0,90 \cdot 1674 \end{array} \right\} = 1488,00 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

Maximal zulässige Spannung unmittelbar nach dem Spannvorgang $t = t_0$ laut Gleichung (4.16):

$$\sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_7 \cdot f_{pk} \\ k_8 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,70 \cdot 1860 \\ 0,80 \cdot 1674 \end{array} \right\} = 1302,00 \text{ MPa} \quad (4.16)$$

Zulässige Vorspannkraft pro Spannglied laut EC 2 [18]

Maximal zulässige Vorspannkraft während des Spannvorgangs $t < t_0$ laut Gleichung (4.17):

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p = 3,35 \text{ MN} \quad (4.17)$$

Maximal zulässige Vorspannkraft unmittelbar nach dem Spannvorgang $t = t_0$ laut Gleichung (4.18):

$$P_{m0} = \sigma_{p,m0} \cdot A_p = 2,93 \text{ MN} \quad (4.18)$$

4.1.4 Spannkraftverluste

Nachfolgend werden sämtliche für den vorliegenden Fall relevanten Spannkraftverluste berechnet. Siehe dazu Gleichung (4.19) bis (4.21):

Zeitabhängige Verluste

Das zeitabhängige Materialverhalten von Beton (Kriechen und Schwinden) und Spannstahl (Relaxation) werden für den Zeitraum der Bauphase mit 7,5 % abgeschätzt.

$$\Delta P_{c+s+r} = \frac{P_{erf}}{1 - 7,5/100} - P_{erf} = 0,1958 \text{ MN} \quad (4.19)$$

Reibungsverluste

Für extern angeordnete Spannglieder sind laut technischer Zulassung [5] nur Reibungsverluste an den Umlenkstellen zu berücksichtigen. Verluste durch ungewollte Umlenkwinkel können aufgrund der externen Lage vernachlässigt werden. Durch die Spanngliedlage im vorliegenden Fall (gerade ohne Umlenkungen) sind keine Reibungsverluste zu berücksichtigen.

Verluste in den Verankerungen

Laut den technischen Zulassungen [5, 6] der gewählten Spannglieder, ist der Reibungsverlust in den Verankerungen mit 0,9 % anzunehmen.

$$\Delta P_s = \frac{P_{erf} + \Delta P_{c+s+r}}{1 - 0,9/100} - (P_{erf} + \Delta P_{c+s+r}) = 0,0237 \text{ MN} \quad (4.20)$$

Verluste infolge Keileinzug

Die Länge der Spannglieder im Bauzustand wurde für die vorliegende Brücke mit $l = 40$ m festgelegt. Laut technischer Zulassung [5, 6] der gewählten Spannglieder beträgt der Schlupf an Spann-/ Festankern und an festen Kopplungen $K = 6$ mm.

$$\Delta P_k = \frac{E_p \cdot A_p}{l} K = \frac{195000 \text{ MPa} \cdot 0,0018 \text{ m}^2}{40 \text{ m}} 0,006 \text{ m} = 0,0527 \text{ MN} \quad (4.21)$$

4.1.5 Erforderliche Vorspannkraft unter Berücksichtigung der Verluste

Die für die Bemessung der Eckkonsole relevanten Vorspannkraft für die Zeitpunkte vor Absetzen der Spannpressen (4.22) und unmittelbar nach Absetzen der Spannpressen (4.23) ergeben sich zu:

Vorspannkraft vor Absetzen der Spannpressen $t < t_0$:

$$P_{erf(t < t_0)} = P_{erf} + \Delta P_{c+s+r} + \Delta P_s + \Delta P_k = 2,6875 \text{ MN} < P_{max} \quad \checkmark \quad (4.22)$$

Vorspannkraft unmittelbar nach Absetzen der Spannpressen $t = t_0$:

$$P_{erf(t = t_0)} = P_{erf} + \Delta P_{c+s+r} + \Delta P_s = 2,6348 \text{ MN} < P_{m0} \quad \checkmark \quad (4.23)$$

4.2 Entwurf der Ecklisene

Das in 3.2.1 beschriebene Konstruktionskonzept (Variante A - Fertigteil) leitet die Vorspannkraft über zwei Mechanismen in den Querschnitt ein. Hauptsächlich wird die Vorspannkraft über Normalspannungen in der L-förmigen Kontaktfläche übertragen. Zusätzlich werden Schubkräfte über die beiden Fugen zwischen Lisene und Steg bzw. Flansch abgetragen. Die L-förmige Kontaktfläche und die beiden Fugen durch welche die Anschlussbewehrungen verlaufen, sind in Abb. 4.2 dargestellt.

Um die Lisene möglichst klein gestalten zu können, muss die Kraftübertragung in der Kontaktfläche maximal ausgenützt werden. Dazu ist eine gleichmäßige Kontaktspannung anzustreben, welche jedoch keine Momente in die Scheiben (Steg und Flansch) einleiten kann. Aufgrund der gleichen Bauteilstärke von Steg und Flansch ergibt sich somit eine Aufteilung der Vorspannkraft von 50% je Bauteil. Wird die Achse des Spannglieds möglichst in der Nähe des Flächenschwerpunkts der Kontaktfläche angeordnet, kann von einer gleichmäßigen Pressung ausgegangen werden.

Eingangsparameter

Folgende Eingangsparameter werden dem Entwurf der Ecklisene, aufbauend auf dem Konstruktionskonzept Variante A, zugrunde gelegt:

- $P_{erf(t < t_0)} = 2,69 \text{ MN}$
- $P_{erf(t = t_0)} = 2,63 \text{ MN}$
- Beton Steg und Flansch: C50/60 lt. [12]
 $f_{ck} = 50,00 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd} = 33,33 \text{ MPa}; f_{ctk,0,05} = 2,90 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctd} = 1,93 \text{ MPa}$
- Beton Lisene: C60/75
 $f_{ck} = 60,00 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd} = 40,00 \text{ MPa}; f_{ctk,0,05} = 3,10 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctd} = 2,07 \text{ MPa}$
- Betonstahl: BST 550 B
 $f_{yk} = 550,00 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd} = 478,26 \text{ MPa}$
- Betondeckung Lisene außen/innen: $c_a = 30 \text{ mm}/c_i = 25 \text{ mm}$
- Mindeststrandabstand Verankerung: $a_e = b_e = 165 \text{ mm} + c_{a/i} = 195/190 \text{ mm}$ lt. [5], [6]
- Anschlussbewehrung je Fuge: $5\text{Ø}12 (\alpha = 90^\circ) \rightarrow A_s = 0,000565 \text{ m}^2$

Geometrie

Für die weiteren Berechnungen betreffend der Ecklisene wird ein Koordinatensystem mit dem Ursprung im Schnittpunkt der Achsen Steg und Flansch gewählt. Ein iterativer Prozess führte zu folgenden Außenabmessungen der Ecklisene: 620/620/520 mm (Höhe/Breite/Tiefe). Um Gewicht zu sparen wird der Lisenenquerschnitt im Inneren des Kastenquerschnitts unter 45° abgeschrägt ausgeführt. Abbildung 4.2 zeigt die Geometrie und die Lage des gewählten Koordinatensystems der Ecklisene. Sämtliche Kriterien welche zur Auswahl der Abmessungen führten werden nachfolgend beschrieben (Gleichung (4.24) bis (4.37)).

Die Fläche der L-förmigen Kontaktfläche beträgt nach Gleichung (4.24):

$$A_{Kontakt} = 2 \cdot 0,585 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m} = 0,0819 \text{ m}^2 \quad (4.24)$$

Die Koordinaten des Flächenschwerpunkts ergeben sich laut Gleichung (4.25) zu:

$$y_K = z_K = \frac{0,55 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m} \cdot 0,31 \text{ m}}{A_{Kontakt}} = 0,1457 \text{ m} \quad (4.25)$$

Die Lage des Spannglieds ergibt sich aufgrund der minimalen Verankerungsrandabstände zuzüglich 5 mm Reserve zu $y_S = z_S = 0,165 \text{ m}$. Somit beträgt der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Kontaktfläche und der Spanngliedachse $\sqrt{2} \cdot (0,165 - 0,146) = 0,027 \text{ m}$. Diese Differenz wird durch die Berücksichtigung der Schubkraftübertragung in den Fugen kompensiert. Gedanklich findet somit eine Verschiebung des Flächenschwerpunkts durch die virtuelle Vergrößerung der Kontaktfläche statt.

Schwerpunkt Reaktionskräfte zum Zeitpunkt $t < t_0$

Um den Schwerpunkt der Reaktionskräfte zum Zeitpunkt $t < t_0$ exakt in die Achse des Spannglieds zu verschieben, ist die Übertragung von $V_{Rd,erf}(t < t_0) = 0,177 \text{ MN}$ je Schubfuge erforderlich. Um $V_{Rd,erf}(t < t_0)$ zu bestimmen, wurden die nachfolgenden Gleichungen (4.26) bis (4.29) rückwärts ausgewertet.

Die Kontaktspannung zum Zeitpunkt $t < t_0$ ergibt sich somit nach Gleichung (4.26) zu:

$$f_{c,K}(t < t_0) = \frac{P_{erf}(t < t_0) - 2 \cdot V_{Rd,erf}(t < t_0)}{A_{Kontakt}} = 28,52 \text{ MPa} < f_{cd}(C50/60) = 33,33 \text{ MPa} \quad \checkmark \quad (4.26)$$

Die Schubfugen vergrößern die Kontaktfläche laut Gleichung (4.27) um jeweils:

$$A_{Schub,virtuell} = \frac{V_{Rd,erf}(t < t_0)}{f_{c,K}(t < t_0)} = 0,0062 \text{ m}^2 \quad (4.27)$$

Die gesamte virtuelle Kontaktfläche ergibt nach Gleichung (4.28) eine Fläche von:

$$A_{Kontakt,virtuell} = A_{Kontakt} + 2 \cdot A_{Schub,virtuell} = 0,0943 \text{ m}^2 \quad (4.28)$$

Der virtuelle Flächenschwerpunkt, welcher dem Schwerpunkt der Reaktionskräfte entspricht, liegt nach Gleichung (4.29) exakt in der Spanngliedachse:

$$y_{K(t < t_0)} = z_{K(t < t_0)} = \frac{0,55 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m} \cdot 0,31 \text{ m} + A_{Schub,virt.} \cdot 0,585 \text{ m}}{A_{Kontakt,virtuell}} = 0,165 \text{ m} \quad (4.29)$$

Schwerpunkt Reaktionskräfte zum Zeitpunkt $t = t_0$

Um den Schwerpunkt der Reaktionskräfte zum Zeitpunkt $t = t_0$ exakt in die Achse des Spannglieds zu verschieben, ist die Übertragung von $V_{Rd,erf}(t = t_0) = 0,173 \text{ MN}$ je Schubfuge erforderlich. Um $V_{Rd,erf}(t = t_0)$ zu bestimmen, wurden die nachfolgenden Gleichungen (4.30) bis (4.33) rückwärts ausgewertet.

Die Kontaktspannung zum Zeitpunkt $t < t_0$ ergibt sich somit nach Gleichung (4.30) zu:

$$f_{c,K}(t = t_0) = \frac{P_{erf}(t = t_0) - 2 \cdot V_{Rd,erf}(t = t_0)}{A_{Kontakt}} = 27,88 \text{ MPa} < 0,60 \cdot f_{ck}(C50/60) = 30,00 \text{ MPa} \quad \checkmark \quad (4.30)$$

Die Schubfugen vergrößern die Kontaktfläche laut Gleichung (4.31) um jeweils:

$$A_{Schub,virtuell} = \frac{V_{Rd,erf.(t=t_0)}}{f_{c,Kontakt(t=t_0)}} = 0,0062 \text{ m}^2 \quad (4.31)$$

Die gesamte virtuelle Kontaktfläche ergibt nach Gleichung (4.32) eine Fläche von:

$$A_{Kontakt,virtuell} = A_{Kontakt} + 2 \cdot A_{Schub,virtuell} = 0,0943 \text{ m}^2 \quad (4.32)$$

Der virtuelle Flächenschwerpunkt, welcher dem Schwerpunkt der Reaktionskräfte entspricht, liegt nach Gleichung (4.33) exakt in der Spanngliedachse:

$$z_{K(t=t_0)} = \frac{0,55 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m} \cdot 0,31 \text{ m} + A_{Schub,virt.} \cdot 0,585 \text{ m}}{A_{Kontakt,virtuell}} = 0,165 \text{ m} \quad (4.33)$$

Bemessungswert der Schubkraftübertragung in den Fugen

Der Bemessungswert des Schubkraftwiderstands in den Fugen zwischen der Fertigteilisene und dem Steg bzw. Flansch wird nach EC 2 [18] berechnet. Betreffend der Fugenausbildung wird die Oberfläche der Kategorie Rau zugeordnet. Die Beiwerte, welche von der Fugengraugigkeit abhängen, ergeben sich zu $c = 0,40$ und $\mu = 0,70$. Aufgrund von zuvor beschriebenen Modellannahmen werden die Fugen nur zur Schubkraftübertragung herangezogen ($\sigma_n = 0,00$). Maßgebend für die Berechnung ist die Betongüte von Steg und Flansch C50/60.

Der geometrische Bewehrungsgrad der Schubfuge ergibt sich nach Gleichung (4.34) zu:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{0,000565 \text{ m}^2}{0,52 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m}} = 0,016 \quad (4.34)$$

Der Festigkeitsabminderungswert ν errechnet sich laut Gleichung (4.35) zu:

$$\nu = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,480 \quad (4.35)$$

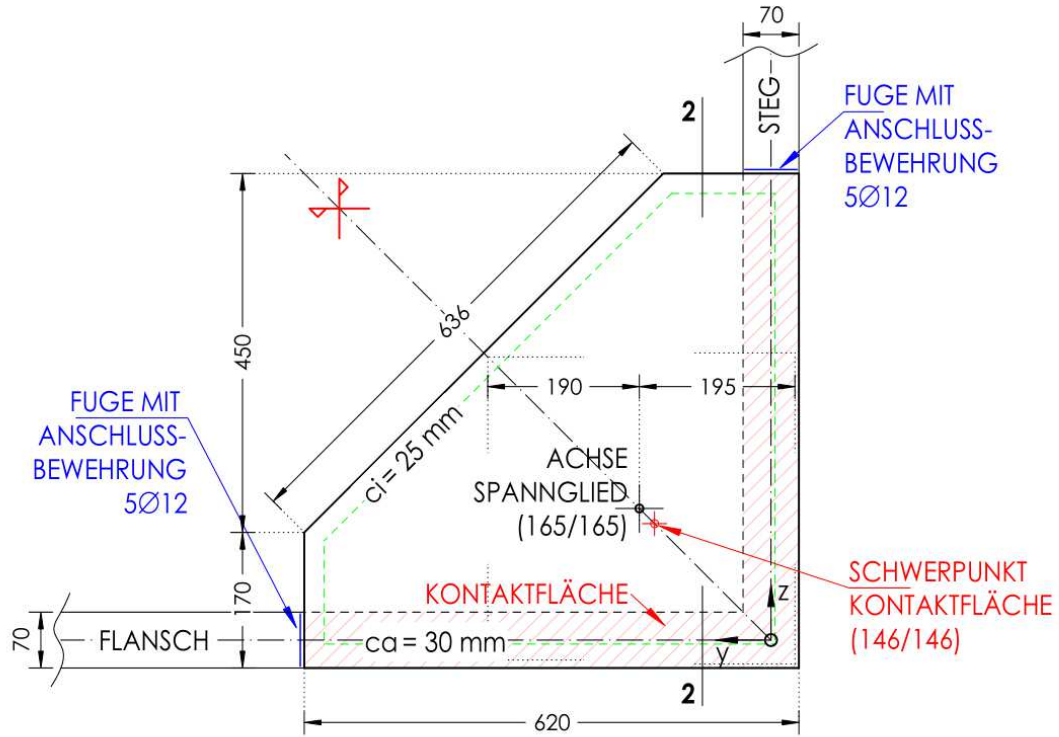
Der Bemessungswert der Schubspannung beträgt nach Gleichung (4.36):

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 5,97 \text{ MPa} \leq 0,50 v f_{cd} = 8,00 \text{ MPa} \quad (4.36)$$

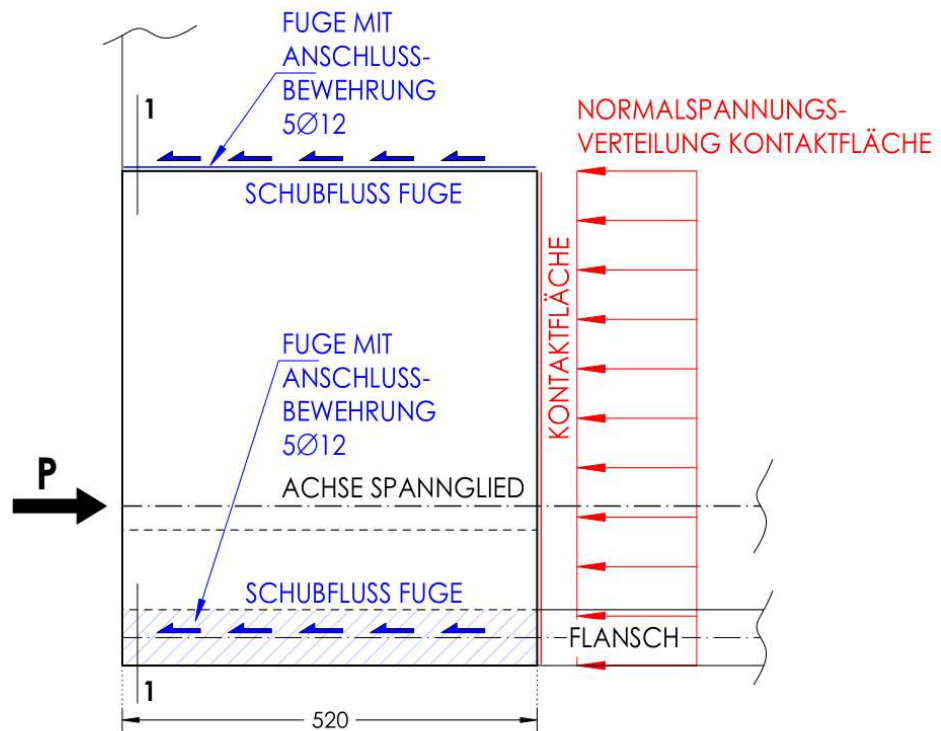
Der Bemessungswert des Schubkraftwiderstands je Fuge ergibt sich laut Gleichung (4.37) zu:

$$V_{Rd} = v_{Rdi} \cdot A_{Fuge} = 0,217 \text{ MN} > \max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,erf(t < t_0)} \\ V_{Rd,erf(t = t_0)} \end{array} \right\} \checkmark \quad (4.37)$$

Die Aufteilung der Reaktionskräfte (Kontaktfläche und Schubfugen) wurde frei gewählt, reale Steifigkeiten wurden nicht berücksichtigt. Im Zuge der nichtlinearen Berechnung (Abschnitt 4.5) wird dieser Sachverhalt genauer untersucht.



QUERSCHNITT 1-1



LÄNGSSCHNITT 2-2

Abb. 4.2: Quer- und Längsschnitt der Ecklisene [mm]

4.3 Linear elastische Modellierung

Um die entworfene Geometrie und das erdachte Verhalten zu überprüfen, wird die Ecklisene im Finite-Elemente-Programm Dlubal-RFEM¹ als 3D-Modell nachgebildet. Ziel der Untersuchung ist die Analyse der Wirkungsweise und Lastabtragung der entworfenen Lisene. Es soll festgestellt werden, ob die im Entwurf vereinfachten Annahmen zum gewünschten Ergebnis führen. Zusätzlich soll das Verhalten der Lisene im Querschnitt analysiert werden.

4.3.1 Freigeschnittene Lisene

In diesem Abschnitt wird die entworfene Lisene, freigeschnitten vom Hohlkastenquerschnitt, nachgebildet. Als Spanngliedverankerung wird Variante 1 - Ankerplatte [6] gewählt.

4.3.1.1 Modell

Abbildung 4.3 zeigt das Modell der freigeschnittenen Ecklisene. Sämtliche Abmessungen und das gewählte Koordinatensystem entsprechen dem Entwurf (Abb. 4.2).

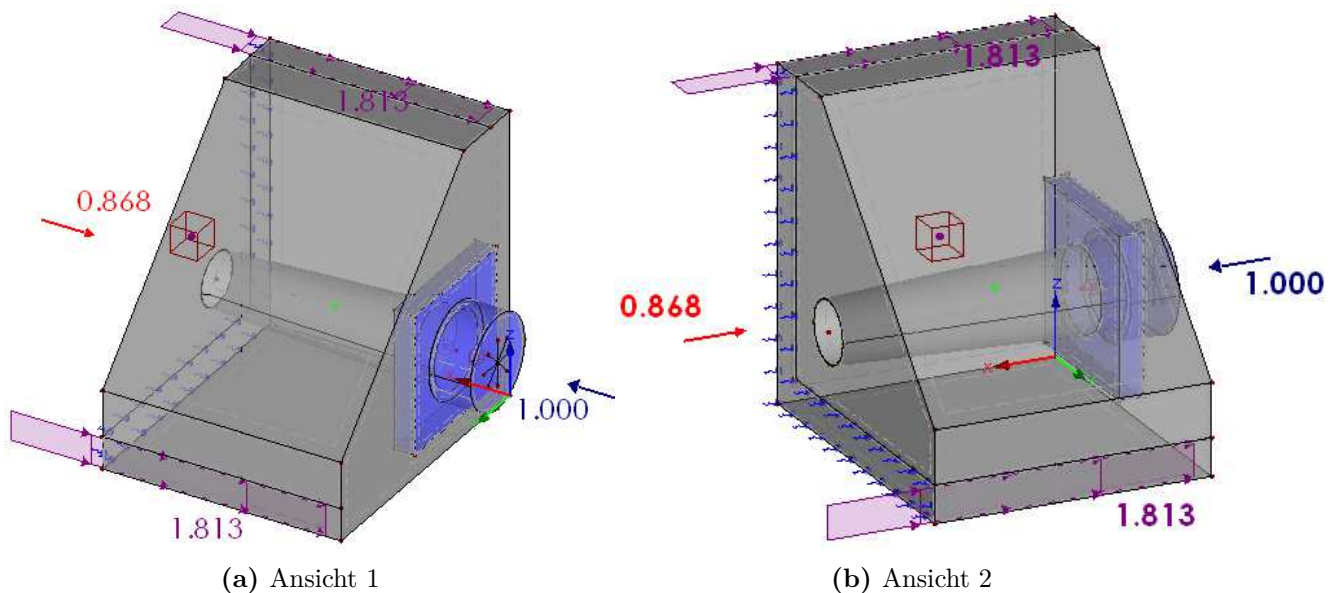


Abb. 4.3: Modell der freigeschnittenen Ecklisene inkl. Belastungen [MN], [MN/m²] und resultierender Auflagerkraft (Rot) [MN]

Da es sich um eine lineare Berechnung handelt, wurde eine Einheitskraft von $P = 1,00 \text{ MN}$ für die Belastung des Modells gewählt. Diese Einheitskraft wurde als Knotenlast auf der Oberfläche des Ankerkörpers angesetzt und zur Verteilung über starre Koppelstäbe mit dem Volumen verbunden. Die im Entwurf berücksichtigte Schubkraftübertragung trägt je Fuge zu beiden relevanten Zeitpunkten $t < t_0$ und $t = t_0$ 6,60% der Spannkraft in das angrenzenden Bauteil ab ($V_{Rd,erf}(t < t_0) / P_{erf}(t < t_0) = V_{Rd,erf}(t = t_0) / P_{erf}(t = t_0) = 0,066 \hat{=} 6,60\%$). Je Fuge wurde somit im Modell eine Flächenbelastung von $6,60\% \cdot 1,00 \text{ MN} / A_{Fuge} = 1,813 \text{ MN/m}^2$ angesetzt.

Aufgrund der gedrungenen Geometrie kann die Lisene nur durch den Einsatz Finiter Volumenelemente modelliert werden. Es wurden vorrangig kubische und zusätzlich tetraeder-förmige

¹Dlubal-RFEM 5.20 (www.dlubal.com/de)

Elemente generiert. Das FE-Netz des Betonvolumens wurde mit einer angestrebten Länge der FE-Elemente von 30 mm erzeugt. Für die Stahlbauteile wurde eine Teilung von 10 mm gewählt. Die numerische Berechnung erfolgte linear elastisch unter Berücksichtigung der Steifigkeiten für Beton der Klasse C60/75 und Stahl der Güte S235.

Das Modell ist ausschließlich in der Kontaktfläche gelagert. Um Spannungsspitzen zu reduzieren, wurde in Richtung der Belastung (x-Richtung) ein nachgiebiges Flächenaufleger gewählt. Die Steifigkeit der flächigen Bettung beträgt $7,5 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^3$. Wie in Abb. 4.4 ersichtlich führt diese Annahme zu maximalen Verschiebungen in der Kontaktfläche von ca. 0,18 mm. Ausgewertet für den Gebrauchszustand ($t=t_0$) ergibt sich eine Verformung in der Kontaktfläche von 0,47 mm. Im Vergleich dazu ergäbe sich die Federsteifigkeit für einen Meter Beton C50/60 zu $37000 \text{ MPa} \cdot 1,0 \text{ m}^2 / 1,0 \text{ m} = 3,7 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^3$. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass die Nachgiebigkeit der Kontaktfläche deutlich auf der steifen Seite abgeschätzt wurde. In y- und z-Richtung wird das Modell ebenfalls in der Kontaktfläche gehalten. Die Bettungsmodule in diesen Richtungen wurden sehr weich gewählt (2 MN/m^3), da sie lediglich das Modell an seiner Position halten sollen.

4.3.1.2 Verformungen

Um die gewählten Modellannahmen zu prüfen, wird zunächst die verformte Struktur betrachtet. Abbildung 4.4 zeigt die globalen Verformungen des Modells aus zwei unterschiedlichen Perspektiven. Im Bereich der Kontaktfläche und der Schubfugen treten überwiegend Verformungen in Richtung der Belastung (x-Richtung) auf. Wie in Ansicht 2 (Abb. 4.4b) zu sehen stellt sich innerhalb der Kontaktfläche eine ungleichmäßige Verschiebung in x-Richtung ein. Dies ist auf die Verformungen innerhalb der Lisene (Eindrücken der Ankerplatte) zurückzuführen. Es wird sich dadurch eine über die Dicke der anschließenden Bauteile ungleichmäßig verteilte Kontaktspannung ergeben.

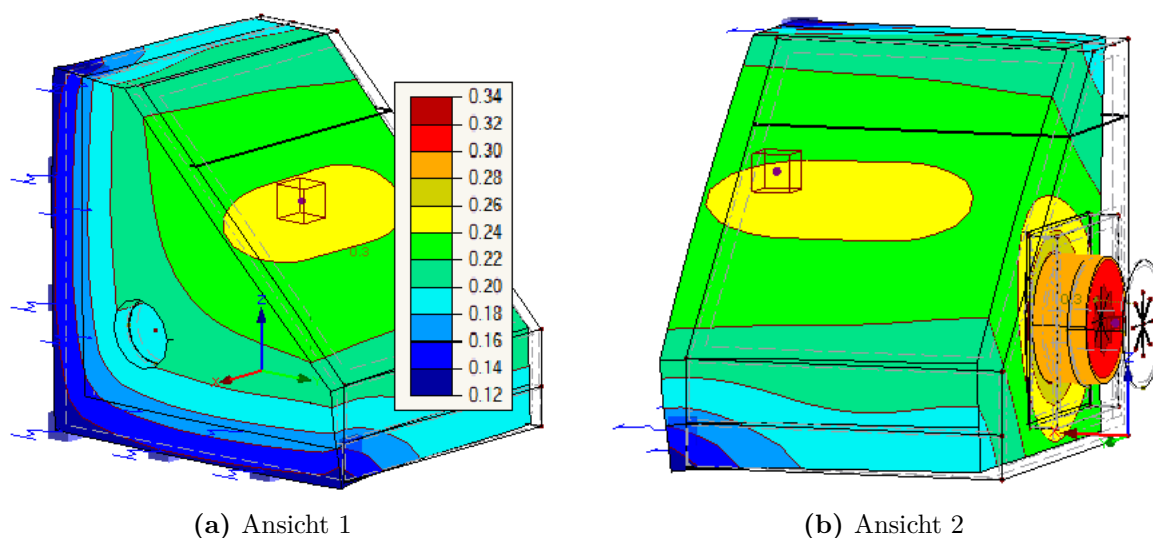


Abb. 4.4: Globale Verformungen [mm]

4.3.1.3 Kontaktspannung

Wie bereits anhand der verformten Struktur ersichtlich, stellt sich eine über die Dicke der anschließenden Bauteile nicht exakt gleichmäßig verteilte Kontaktspannung ein. Dies dürfte wie in Abb. 4.5 dargestellt, mit dem Eindringen der Ankerplatte [6] in den Beton zusammenhängen. Laut Entwurf der Ecklisene sollte die Pressung innerhalb der Kontaktfläche $0,868 \text{ MN}/A_{\text{Kontakt}} = 10,60 \text{ MPa}$ betragen und gleichmäßig verteilt sein. Im vorliegenden Modell der freigeschnittenen Lisene kommt es zu maximalen Abweichungen von +12% und -20%. Da wie bereits beschrieben die Nachgiebigkeit der Kontaktfläche deutlich auf der steifen Seite abgeschätzt wurde, kann die Kontaktspannung als gleichmäßig verteilt beschrieben werden.

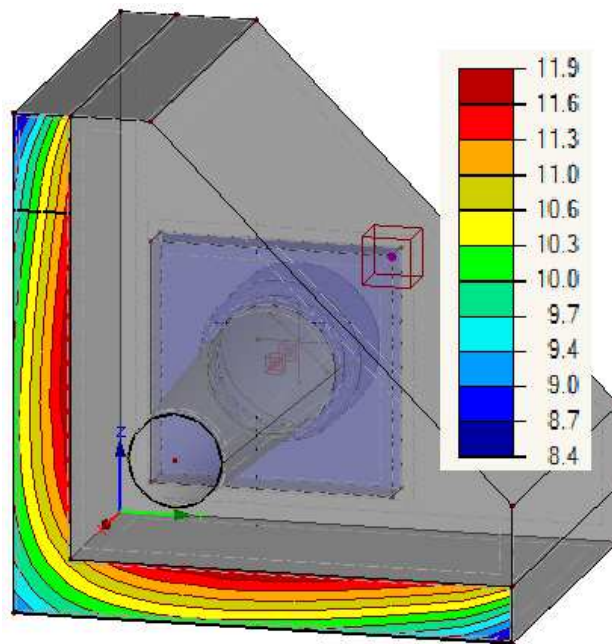


Abb. 4.5: Kontaktspannungsverteilung σ_{xx} [MPa]

4.3.1.4 Spannungen in x-Richtung

Um den Kraftfluss innerhalb der Lisene zu analysieren wurden sechs Schnitte durch den Betonkörper gelegt. In Abb. 4.6 ist die Spannungsverteilung (x-Richtung) in den Schnittebenen dargestellt. Der erste Schnitt wurde 10 mm hinter der Ankerplatte und der letzte 10 mm vor der Kontaktfläche angeordnet. Dazwischen wurden 4 weitere Schnitte äquidistant verteilt angelegt.

Um die Grenze zwischen den durch die Vorspannung überdrückten und den unter Zug stehenden Bereichen hervorzuheben, sind die positiven Spannungen in grau dargestellt.

Umgerechnet vom Gebrauchszustand ($t=t_0$) auf die Einheitsbelastung beträgt $0,60 \cdot f_{ck,C60/75} = 13,70 \text{ MPa}$. Außer im lokalen Verankerungsbereich unterhalb der Ankerplatte kann diese Spannungsbegrenzung überall eingehalten werden. Dieser Bereich erfordert jedoch, unter Einhaltung der technischen Zulassungen lt. Spanngliedhersteller [6], keine weiteren Nachweise. Schnitt 6 zeigt, wie im Entwurf erdacht, eine sehr gleichmäßige Spannungsverteilung im Bereich der Kontaktfläche.

Die Schnitte ermöglichen es den Kraftfluss, angefangen direkt unter der Ankerplatte, bis in die Kontaktfläche zu verfolgen. Aufbauend auf diesen Darstellungen wurden Stabwerkmodelle entwickelt. Diese Modelle werden in Abschnitt 4.4 ausführlich behandelt.

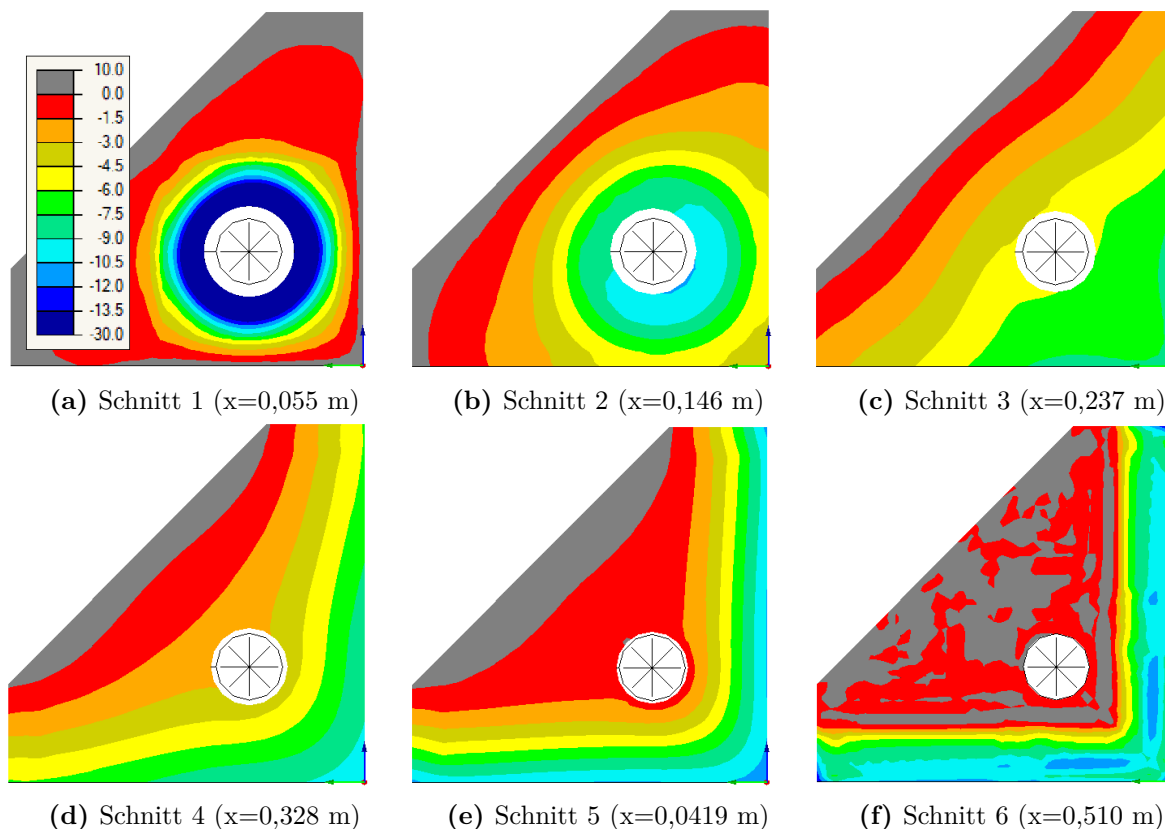


Abb. 4.6: Spannungsverteilung σ_{xx} [MPa] (Abstand x gemessen von der Ankerplattenoberfläche in Belastungsrichtung)

4.3.1.5 Zusammenfassung

Die Untersuchungen am FE-Modell der freigeschnittenen Ecklisene können das im Zuge des Entwurfs erdachte Verhalten bestätigen. Die Abmessung der Kontaktfläche im Verhältnis zu den erforderlichen Schubkräften in den Fugen wurde richtig berechnet.

Über das Verhalten der Lisene im realen Querschnitt kann dieses Modell jedoch keine Auskünfte geben. Dazu wird auf den nachfolgenden Unterabschnitt 4.3.2 verwiesen.

4.3.2 Vereinfachtes Gesamtmodell

Dieser Abschnitt untersucht das Verhalten der Lisene im Querschnitt. Der vorliegende Kastenquerschnitt besitzt, wie bereits beschrieben, aufgrund der Öffnungen im oberen Flansch nur eine Symmetrieachse. Genau genommen müsste daher zumindest der halbe Querschnitt modelliert werden, um das Verhalten zu untersuchen.

Da die Verankerungskonstruktion für die oben liegenden Spannglieder noch nicht entwickelt wurde, wird vereinfacht nur ein Viertel des Kastenquerschnitts modelliert. Die Ungenauigkeit des Modells liegt somit darin, dass der Querschnitt als doppelsymmetrisch angesehen wird.

4.3.2.1 Modell

Abbildung 4.7 zeigt das vereinfachte Gesamtmodell zur Untersuchung des Verhaltens der Lisene im Querschnitt. Die Geometrie und Modelldaten der Ecklisene wurden von der freigeschnittenen Lisene übernommen. Das Flächenlager in der Kontaktfläche und die äußere Belastung zur Berücksichtigung der Schubübertragung in den Fugen wurde entfernt. Steg und Flansch wurden ebenfalls durch den Einsatz finiter Volumenelemente modelliert. Es wurden vorrangig kubische und zusätzlich tetraeder-förmige Elemente mit einer angestrebten Länge von 100 mm für Beton der Klasse C50/60 generiert.

Die Abmessungen des freigeschnittenen 1/4-Querschnitts betragen:

- Breite = halbe Querschnittsbreite = $0,50 \cdot 5,40 \text{ m} = 2,70 \text{ m}$
- Höhe = halbe Querschnittshöhe = $0,50 \cdot 1,87 \text{ m} = 0,935 \text{ m}$
- Die Länge beträgt 4,52 m (4,0 m ab der Lisene)

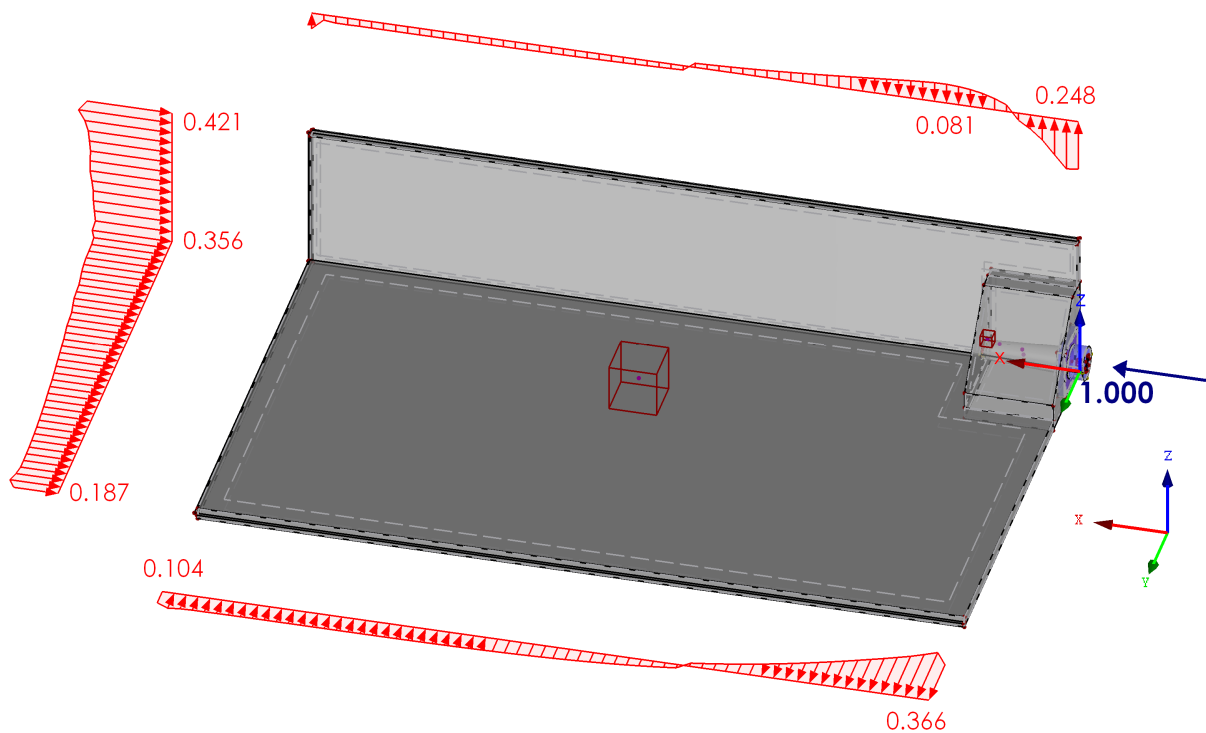


Abb. 4.7: Vereinfachtes Gesamtmodell (Belastung [MN], Auflagerreaktionen [MN/m])

Da keine näheren Informationen über die Verbindung der Halbfertigteile vorliegen, wurden Steg und Flansch ohne Berücksichtigung von Nachgiebigkeiten als ein geschlossenes Volumen modelliert. Die Lisene wurde ebenfalls starr mit dem restlichen Querschnitt gekoppelt.

Um das Verhalten eines doppelsymmetrischen Querschnitts am 1/4-Modell abzubilden, wurden folgende Lagerbedingungen gewählt:

- Ende Flansch: Auflager in x- und z-Richtung + Einspannung um y-Achse
- Ende Steg: Auflager in x- und y-Richtung + Einspannung um z-Achse
- Symmetrieachse Flansch: Auflager in y-Richtung + Einspannung um x-Achse
- Symmetrieachse Steg: Auflager in z-Richtung + Einspannung um x-Achse

Um Spannungsspitzen zu reduzieren wurden die Auflager nicht komplett starr modelliert. Die Nachgiebigkeiten wurden so gewählt, dass daraus resultierende Verschiebungen in der Größenordnung von 0,10 mm liegen.

Auflagerreaktionen

Die Auflagerreaktionen am Rand des freigeschnittenen 1/4-Querschnitts sind ebenfalls in Abb. 4.7 dargestellt. Im Bereich der Kräfteinleitung ergeben sich besonders im Flansch große Spaltzugkräfte quer zur Lasteinleitung.

Gemäß des Prinzips von Saint Venant kann die Längenausdehnung eines Diskontinuitätsbereichs, in jenem die Kräfteausbreitung erfolgt, mit der Breite bzw. Höhe des Querschnitts abgeschätzt werden. Um dies zu untersuchen, wurde das bestehende Modell um 1,40 m verlängert. Die Länge ab dem Ende der Lisene bis zum Auflager in x-Richtung entspricht somit genau der Querschnittsbreite. Nachfolgende Abb. 4.8 zeigt die Auflagerreaktionen in x-Richtung am verlängerten Modell.

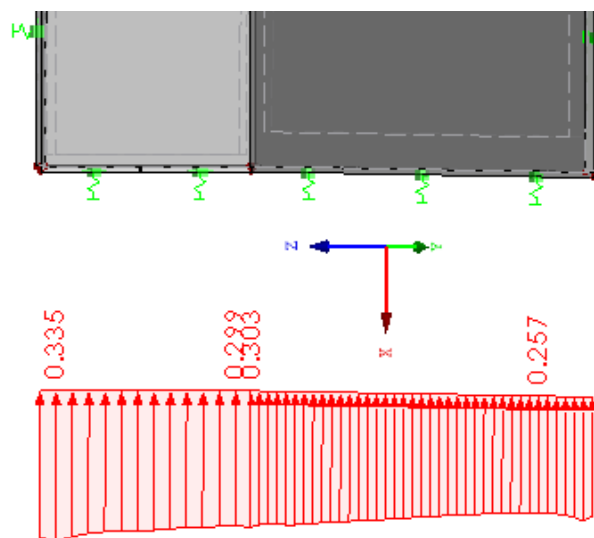


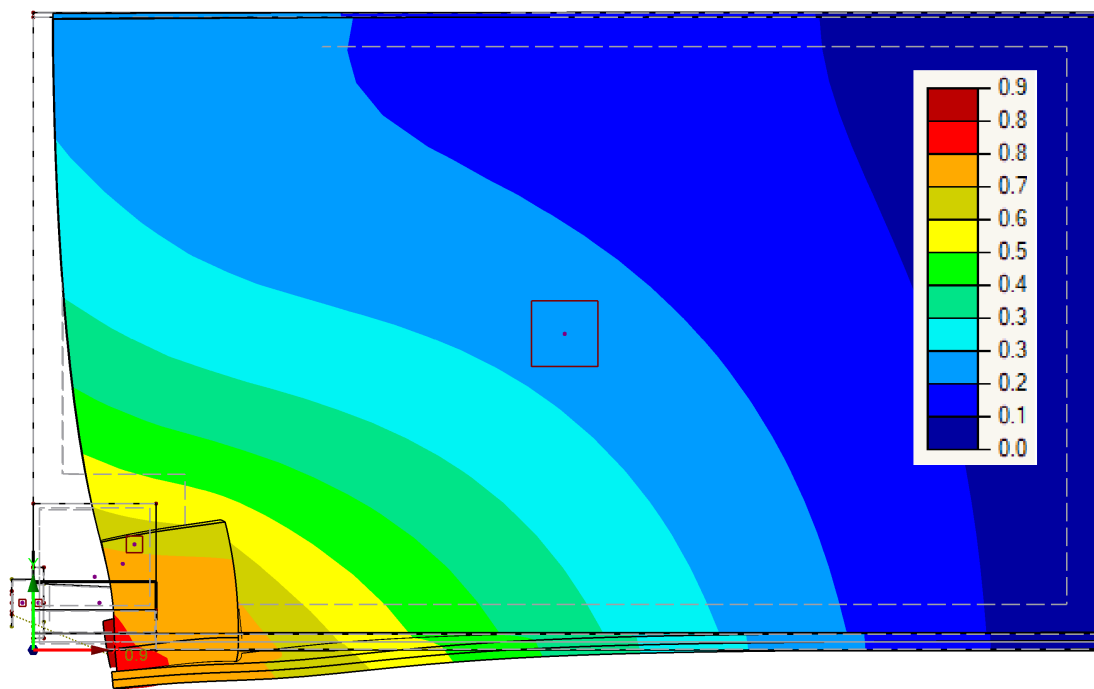
Abb. 4.8: Auflagerreaktionen in x-Richtung am verlängerten Modell [MN/m]

Entsprechend dem Prinzip von Saint Venant kann die Spannungsverteilung ab diesem Punkt als konstant approximiert werden. Um den Kraftfluss innerhalb des Querschnitts besser verstehen zu können, wird anschließend die verformte Struktur betrachtet.

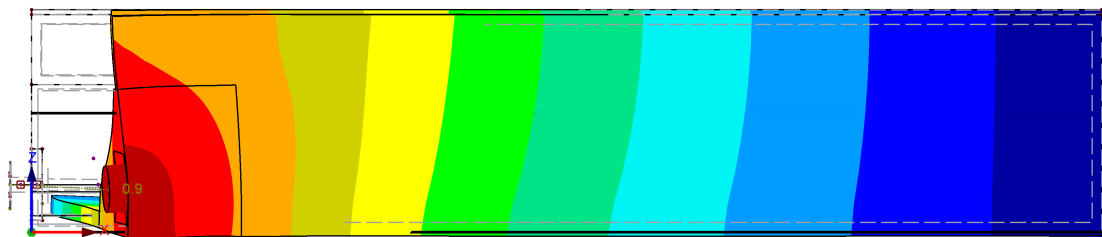
4.3.2.2 Verformungen

Abbildung 4.9 zeigt die verformte Struktur. Die exzentrische Belastung des freigeschnittenen 1/4-Querschnitts führt zu großen Spaltzugkräften quer zur Belastungsrichtung. Im Steg fallen die Spaltzugkräfte aufgrund der im Verhältnis zur Lisene geringen Bauteilhöhe geringer aus (vergleiche Abb. 4.7 sowie Abschnitt 4.4).

Stellt man sich den gesamten Querschnitt vor, wird dieser im Bereich der punktuellen Spannkraft-einleitung auseinandergezogen. Dies ist auf die Umlenkung bzw. Verteilung der Spannkräfte in den Querschnitt zurückzuführen.



(a) Ansicht (-z)-Richtung



(b) Ansicht y-Richtung

Abb. 4.9: Globale Deformationen [mm]

4.3.2.3 Schubspannungsverteilung in den Fugen

Um die Schubspannungsverteilung in den Fugen zu analysieren wurden Schnitte durch den Steg bzw. Flansch in unmittelbarer Nähe zu den Fugen gelegt, welche in Abb. 4.10 dargestellt sind. Aufgrund der starren Modellierung treten große Spannungsspitzen von bis zu 5,60 MPa auf.

Umgerechnet auf das Gebrauchsniveau ($t=t_0$) ergibt sich eine maximale Schubspannung von $5,60 \text{ MPa} \cdot 2,63 = 14,73 \text{ MPa}$. Dies liegt weit über dem Bemessungswert v_{Rdi} .

Der Mittelwert der Schubspannung in den Fugen kann mit $3,0 \text{ MPa}$ abgeschätzt werden. Angepasst an das Gebrauchsniveau ($t=t_0$) $3,00 \text{ MPa} \cdot 2,63 = 7,90 \text{ MPa}$ liegt auch dieser Wert über dem Bemessungswert $v_{Rdi} \approx 6,00 \text{ MPa}$ (für $5\text{Ø}12 \alpha = 90^\circ$, Fugenoberfläche Kategorie Rau lt. EC 2).

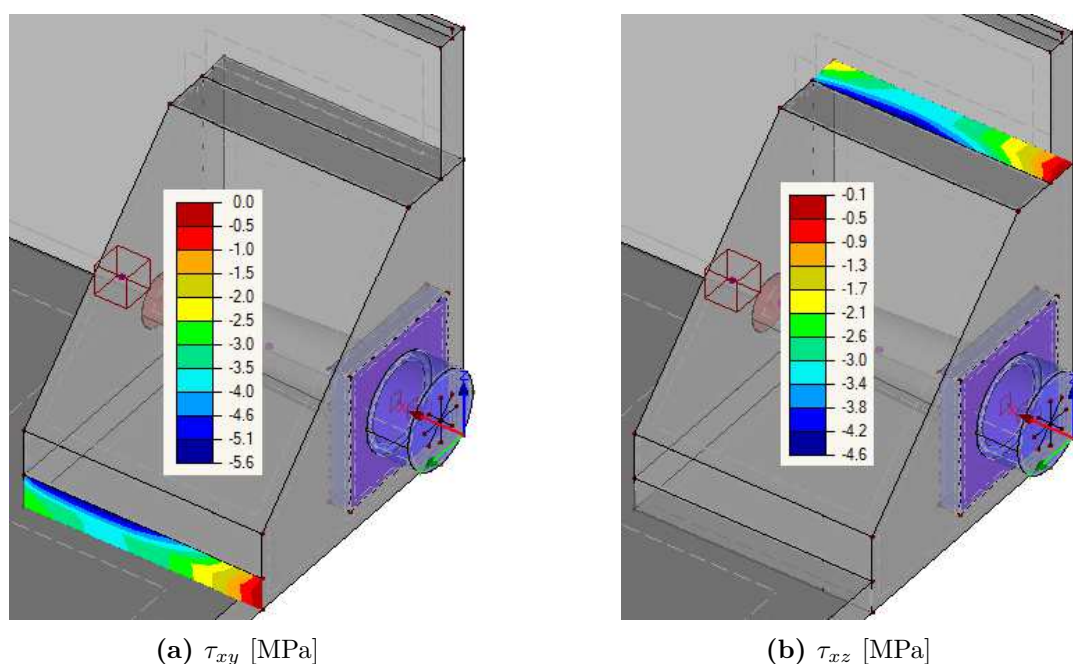


Abb. 4.10: Schubspannungsverteilung in den Fugen

Da dieses Modell vorrangig der Untersuchung des globalen Tragverhaltens dient wird diese Ungenauigkeit der starren Modellierung als vernachlässigbar betrachtet. Im Zuge der nichtlinearen Berechnung (Abschnitt 4.5) wird die Anschlussfuge genau modelliert.

4.3.2.4 Spannungen in x-Richtung

Um den Kraftfluss innerhalb der Lisene und dem freigeschnitten 1/4-Querschnitts zu analysieren, wurden 6 Schnitte durch den Betonkörper gelegt. In Abb. 4.11 und 4.12 sind die Spannungsverteilungen (x-Richtung) in den Schnittebenen dargestellt. Drei Schnitte wurde innerhalb und drei außerhalb der Lisene angelegt.

Der erste und letzte Schnitt innerhalb der Lisene wurde analog zum Modell der freigeschnittenen Lisene angeordnet, dazwischen wurde ein weiterer Schnitt positioniert. 10 mm nach dem Ende der Lisene befindet sich der erste außerhalb angeordnete Schnitt. Darauf folgend wurden zwei weitere Schnitte in größer werdenden Abständen angeordnet. Die exakte Lage gemessen von der Ankerplattenoberfläche in x-Richtung ist in den Abbildungen vermerkt.

Um die Grenze zwischen den durch die Vorspannung überdrückten und den unter Zug stehenden Bereichen hervorzuheben, sind die positiven Spannungen in Grau dargestellt.

Innerhalb der Lisene zeigt sich ein ähnlicher Spannungsverlauf in dem zuvor untersuchten Modell der freigeschnittenen Lisene (siehe Abb. 4.6). Bereits am Ende der Lisene (Schnitt 3 -

Abb. 4.11c) ist der Großteil des Querschnitts in x-Richtung überdrückt. Dieses unrealistische Verhalten lässt sich auf die linear elastische Berechnung und die starre Modellierung der Schubfuge zurückführen.

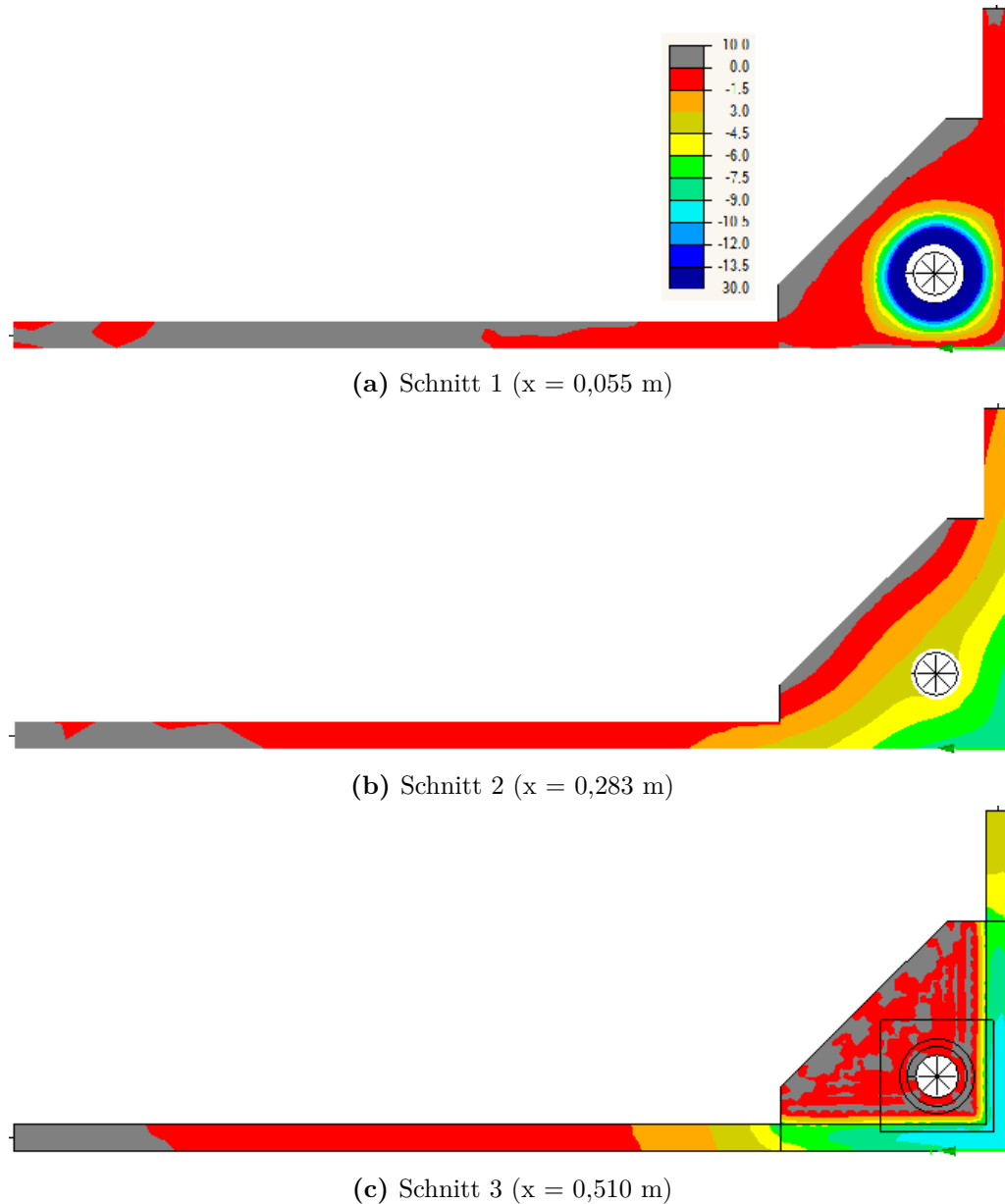


Abb. 4.11: Spannungsverteilung σ_{xx} [MPa]

Analog zum Modell der freigeschnittenen Lisene zeigt sich innerhalb der Kontaktfläche (Schnitt 4 - Abb. 4.12a) eine über die Dicke ungleichmäßige Spannungsverteilung. Dies ist, wie bereits beschrieben, auf das Eindringen der Ankerplatte und die daraus resultierende Verformung der Lisene zurückzuführen.

Etwa 300 mm hinter der Kontaktfläche ist der gesamte Querschnitt in x-Richtung unter der Annahme linear elastischem Materialverhaltens und einer starren Koppelung der Schubfugen überdrückt (Schnitt 5 - Abb. 4.12b).

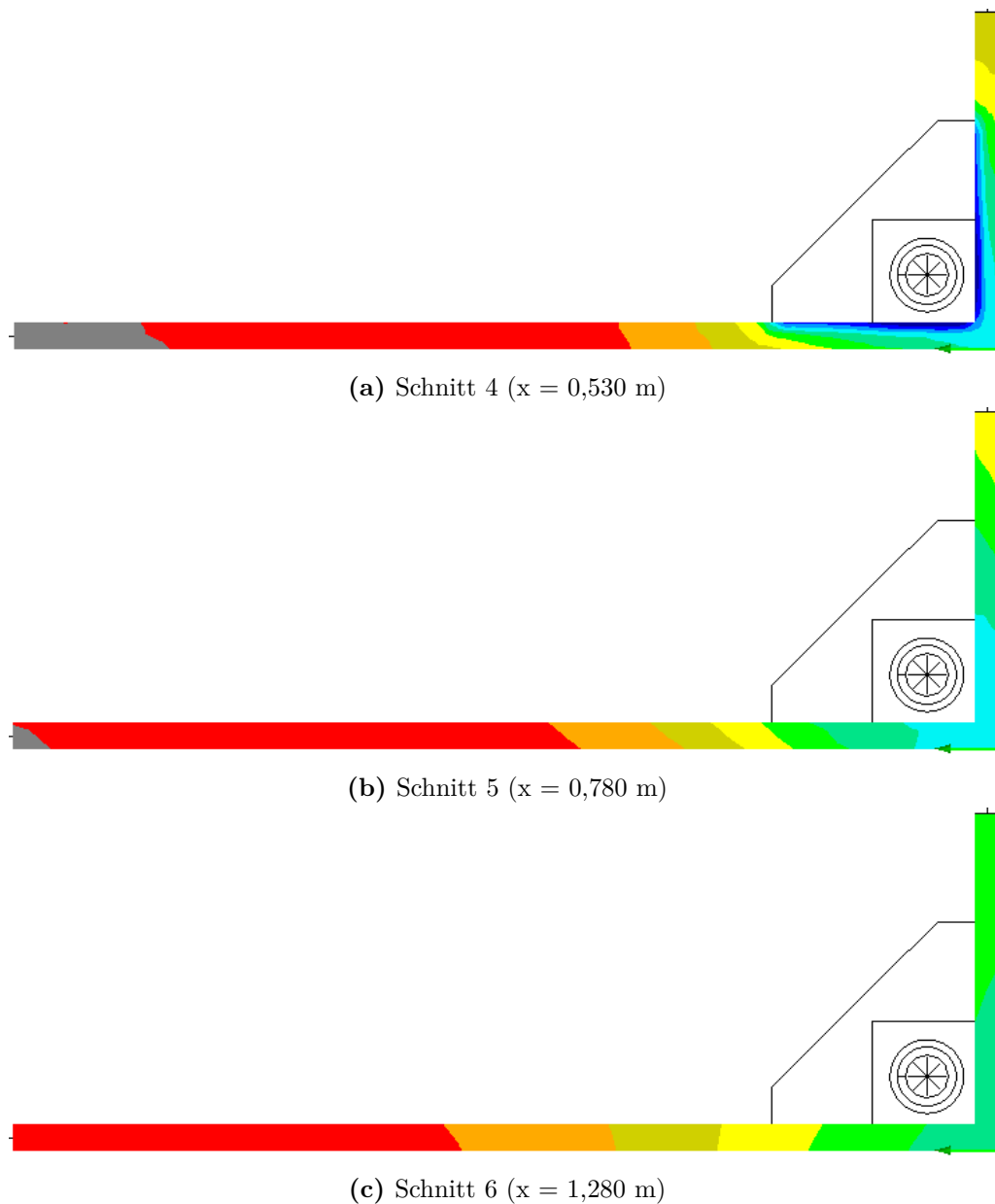


Abb. 4.12: Spannungsverteilung σ_{xx} [MPa]

4.3.2.5 Zusammenfassung

Die Untersuchungen am vereinfachten Gesamtmodell geben einen guten Überblick über das Verhalten der Lisene im Querschnitt. Besonders die Verläufe der Auflagerreaktionen und die verformte Struktur können die Kraftausbreitung im Querschnitt anschaulich darstellen. Die starre Modellierung der Anschlussfugen erzeugt wie erwartet relativ hohe Schubspannungen. Trotzdem konnte das im Zuge des Entwurfs erdachte Verhalten der Lisene bestätigt werden.

Für die Nachweisführung kann die linear elastische Modellierung dieser komplexen Betonstruktur jedoch nicht herangezogen werden. Daher werden im nachfolgenden Abschnitt 4.4, aufbauend auf dem Entwurf und der im Zuge der linear elastischen Modellierung gewonnen Erkenntnisse, Stabwerkmodelle entwickelt.

4.4 Stabwerkmodellierung

Die gedrungene Geometrie der Ecklisene und die punktuelle Spannkraftverankerung führen zu geometrischen und Last bedingten Diskontinuitäten. Daher werden in diesem Abschnitt, aufbauend auf den vereinfachten Entwurfsannahmen und den Erkenntnissen der linear elastischen 3D-Finite-Element-Analyse, Stabwerkmodelle zur Bemessung der Lisene entwickelt. Anfangs wird ein stark vereinfachtes Modell gebildet. Darauf aufbauend werden zwei detailliertere Modelle, angepasst an zwei verschiedene Verankerungen [5], [6], konstruiert. Anschließend werden die Unterschiede der verschiedenen Stabwerkmodelle diskutiert und die maßgebenden Knotenpunkte bemessen. Zusätzlich wird die Verteilung der Spannkraft im Querschnitt untersucht.

Belastung

Um die Auswertung der Stabwerkmodelle zu vereinfachen, werden sie mit einer Einheitskraft von $P = 1,00 \text{ MN}$ belastet. Da es sich um eine lineare Berechnung handelt, können die Ergebnisse somit für jede Größe von P ausgewertet werden. Die im Entwurf berücksichtigte Schubkraftübertragung trägt je Fuge zu beiden relevanten Zeitpunkten $t < t_0$ und $t = t_0$ 6,60% der Spannkraft in das angrenzenden Bauteil ab ($V_{Rd,erf}(t < t_0) / P_{erf}(t < t_0) = V_{Rd,erf}(t = t_0) / P_{erf}(t = t_0) = 0,066 \hat{=} 6,60\%$). Je Fuge wird somit im Modell eine Kraft von $6,60\% \cdot 1,00 \text{ MN} = 0,066 \text{ MN}$ angesetzt.

Schubkraftübertragung

Um die Stabwerkmodelle so einfach wie möglich zu gestalten, wurde die Schubkraftübertragung in den beiden Fugen nicht direkt modelliert. Die Schwachstellen der Schubübertragung stellen aufgrund der Querschnittsabmessungen und der Betongüte der Anschlussbauteile die Fugen selbst dar. Es wird somit davon ausgegangen, dass die Schubübertragung innerhalb der Lisene nicht bemessungsrelevant ist. Daher wird lediglich die zu übertragende Schubkraft direkt von den angesetzten Kräften abgezogen. Diese vereinfachte Modellbildung führt jedoch zu zusätzlichen vertikalen (z) und horizontalen (y) Reaktionskräften. Diese Kräfte ergeben sich durch die geänderte Position der Schubkräfte im Modell. Da sie nichts an den Stabschnittgrößen und den Auflagerreaktionen in Längsrichtung (x) ändern, werden sie in den weiteren Modellen nicht behandelt. In Abb. 4.13 sind diese Reaktionskräfte einmalig dargestellt.

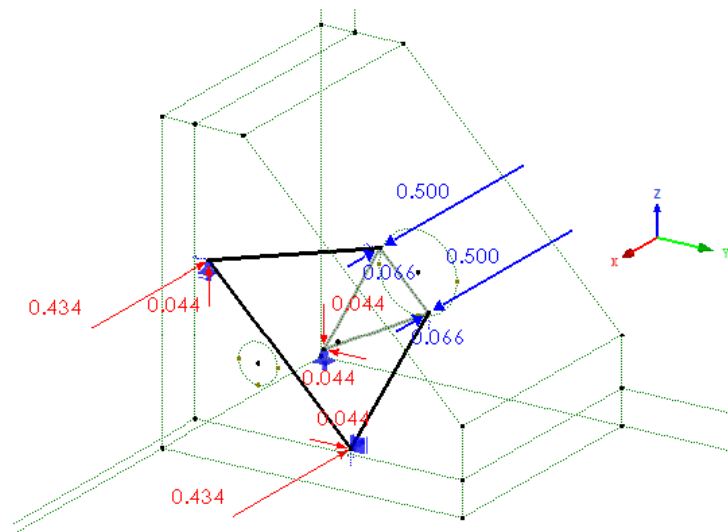


Abb. 4.13: Einwirkungen (blau) und Reaktionskräfte (rot) am vereinfachten Stabwerkmodell

Berechnung

Sämtliche Stabwerkmodelle wurden im Finite-Elemente-Programm Dlubal-RFEM mittels Dehnstäben modelliert. Die Analyse erfolgte geometrisch linear (Theorie I .Ordnung). Alle für die Lisene erdachten Stabwerkmodelle sind teilweise kinematisch und funktionieren nur durch aufeinander abgestimmte Geometrie und Belastung. Um diese kinematischen Modelle trotzdem mittels des genannten FE-Programms auswerten zu können, wurden zusätzliche Stäbe und nachgiebige Knotenaufleger eingeführt. Die Auflager wurden sehr weich gewählt damit keine Kräfte angezogen werden, das Modell aber dadurch stabilisiert wird. Anhand der sich einstellenden Auflagerkräfte wurde anschließend die Übereinstimmung des FE-Modells mit dem erdachten Modell überprüft.

Verankerungsbereiche

Die Verankerungsbereiche der Spannglieder werden unter Einhaltung der technischen Zulassungen [5, 6] ausgebildet. Daher müssen keine Nachweise in der lokalen Verankerungszone geführt werden.

Verteilung der Spannkraft im Querschnitt

Die weitere Verteilung der Spannkraft innerhalb des Kastenquerschnitts wird in Abschnitt 4.4.6 unabhängig untersucht. Die nachfolgenden Stabwerkmodelle behandeln hingegen nur den Kraftfluss innerhalb der Ecklisene.

4.4.1 Vereinfachtes Stabwerkmodell

Geometrie

Zu Beginn wurde ein einfaches räumliches Stabwerkmodell in Anlehnung an das in Abschnitt 2.4.2 vorgestellte Modell IX entwickelt. Abb. 4.14 zeigt die Geometrie und die äußeren Kräfte. Im Unterschied zu Modell IX wird die Spannkraft P nicht direkt in der Spanngliedachse als Einzelkraft angesetzt. Die für das Modell gewählte Ankerplatte [6], mit einer Abmessung von 300/300/45 mm, wird in der Symmetrieachse gedanklich geteilt. Ausgehend von einer gleichmäßigen Pressung wird im Flächenschwerpunkt jeder Ankerplattenhälfte $0,50 P$ angesetzt. Die Kraftangriffspunkte liegen somit jeweils $300 \cdot \sqrt{2}/6 = 70,71 \text{ mm}$ von der Spanngliedachse entfernt. Da die Spannkraft laut Entwurf exakt im Flächenschwerpunkt der "virtuellen" Kontaktfläche angreift, müssen die Lasteinleitungspunkte theoretisch im Gegensatz zu Modell IX, nicht durch eine Zugstrebe gehalten werden. Die Druckstreben innerhalb der Lisene werden ähnlich zu Modell IX angeordnet. Sie enden nicht direkt in die Ecken, sondern in den Flächenschwerpunkten der jeweiligen Schenkel der L-förmigen Kontaktfläche. Aufgrund der Symmetrie des Modells ist es (wie in Modell IX) ausreichend die beiden Druckstreben mittels einer unter 45° geneigten Zugstrebe zu koppeln, um Gleichgewicht herzustellen. Die unter 45° verlaufende Zugstrebe wird 100 mm vor dem Ende der Lisene positioniert um ausreichend Platz für die Bewehrungsführung sicherzustellen.

Analyse

Abb. 4.15 zeigt das im FE-Programm modellierte Stabwerkmodell. Um das Modell anschaulicher zu gestalten, wurden die Umriss der Lisene sowie der angrenzenden Bauteile nachgezeichnet. Die Reaktionskräfte in der L-förmigen Kontaktfläche betragen wie erwünscht $2 \cdot 0,434 P$. Die Normalkräfte in den beiden Druckstreben ergeben sich zu $-0,463 P$ und die Normalkraft in der Zugstrebe zu $0,188 P$.

Wie in Querschnitt 1-1 (Abb. 4.14) zu sehen ist, verläuft die Zugstrebe des vereinfachten Modells fast direkt durch die Spanngliedachse. Da in dieser Position keine Bewehrung angeordnet werden kann, ist das Modell für die Nachweisführung zu ungenau. Es stellt jedoch eine gute Basis für detailliertere Stabwerkmodelle dar.

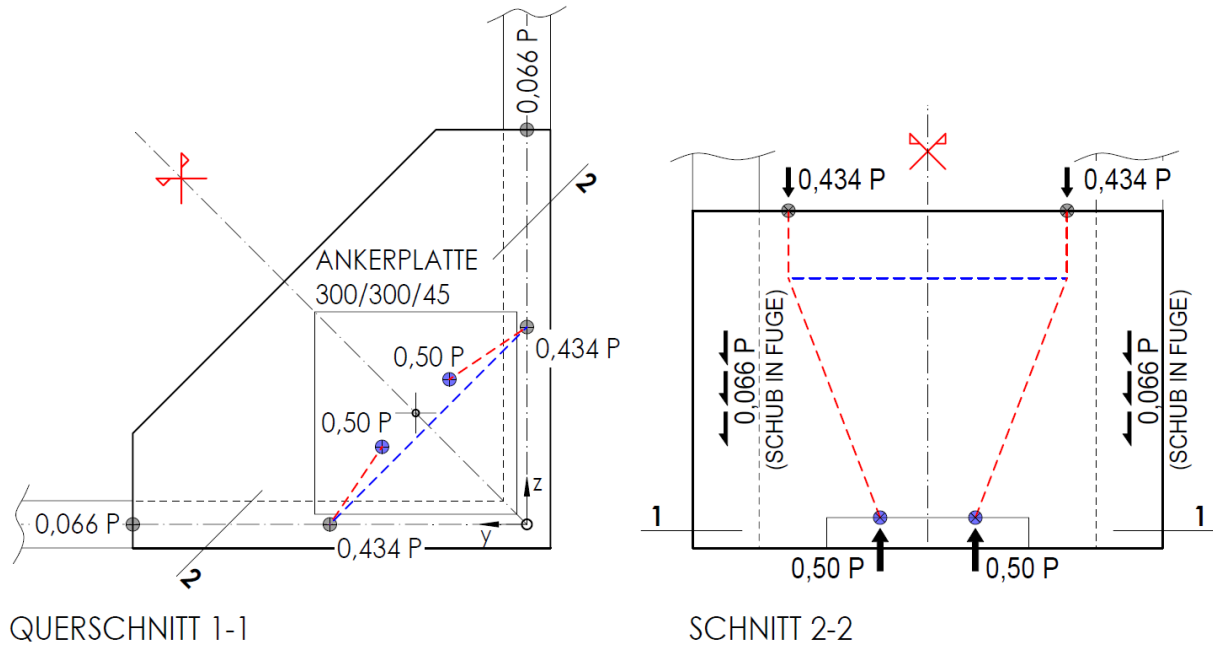


Abb. 4.14: Geometrie des vereinfachten Stabwerkmodells (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)

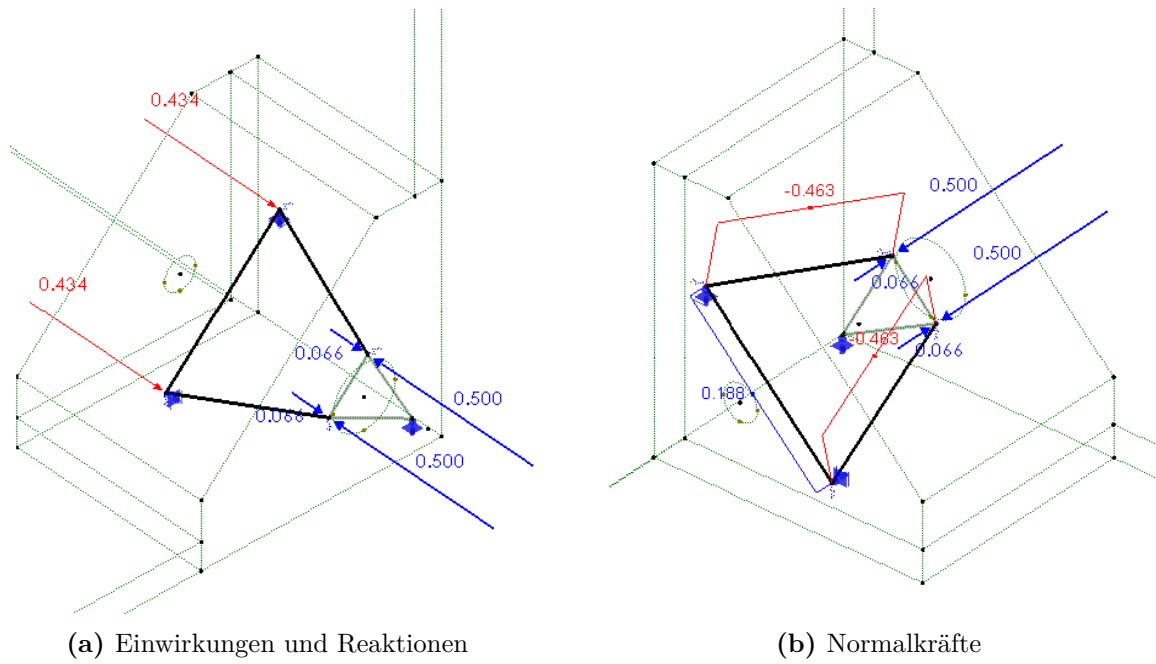


Abb. 4.15: Vereinfachtes Stabwerkmodell

4.4.2 Variante 1 - Ankerplatte

Geometrie

Ausgehend vom zuvor beschriebenen vereinfachten Stabwerkmodell wurde ein detaillierteres Modell für den Einsatz der Ankerplatte [6] als Verankerungselement entwickelt (Abb. 4.17). Um die Kollision der Zugstrebe mit dem Spannglied zu vermeiden, werden nun zwei Zugstreben vorgesehen. Die Zugstreben verlaufen wie bisher unter 45° und werden, wie in Abb. 4.17 dargestellt, oberhalb und unterhalb des Spanngliedes angeordnet. Angepasst an die Verdoppelung der Zugstreben wurden auch die Kraftangriffs- und Einleitungspunkte überarbeitet. Die Ankerplatte mit der Aussparung zur Durchführung des Spanngliedes wird gedanklich in 4 gleiche Teile zerlegt. Unter Annahme gleichmäßiger Pressung werden die Vorspannkraften in den Flächenschwerpunkten der $1/4$ -Teile angesetzt. Abb. 4.16 zeigt die Ankerplatte samt Krafteinleitungspunkte. Die durch rote Linien begrenzten Flächen in blau und weiß zeigen die $1/4$ -Teile. Nachfolgend wird in den Gleichungen (4.38) - (4.40) der Abstand des Flächenschwerpunktes je $1/4$ -Teil zur Spanngliedachse ermittelt:

Schwerpunkt Abstand Kreissektor:

$$y_{s,Kreissektor} = 2/3 \cdot r \cdot \sin(\alpha) / \alpha = 2/3 \cdot 80 \text{ mm} \cdot \sin(\pi/4) / \pi/4 = 48,02 \text{ mm} \quad (4.38)$$

Schwerpunkt Abstand Dreieck ($1/4$ -Teil) ohne Loch:

$$y_{s,Dreieck} = 300 \text{ mm} \cdot 2/6 = 100,00 \text{ mm} \quad (4.39)$$

Der Schwerpunkt Abstand des $1/4$ -Teils mit Loch zur Spanngliedachse ergibt sich zu:

$$y_s = \frac{A_{Dreieck} \cdot y_{s,Dreieck} - A_{Kreissektor} \cdot y_{s,Kreissektor}}{A_{Dreieck} - A_{Kreissektor}} = 114,95 \text{ mm} \approx 115 \text{ mm} \quad (4.40)$$

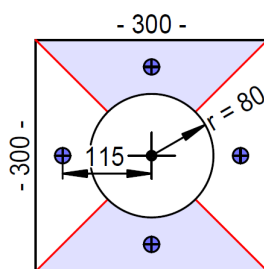


Abb. 4.16: Kraftangriffspunkte Ankerplatte [mm]

Durch die Verdoppelung der Zug und Druckstreben sind vier Krafteinleitungspunkte innerhalb der Kontaktfläche erforderlich. Da im Entwurf von einer gleichmäßigen Pressung in der L-förmigen Kontaktfläche ausgegangen wurde, wird dies auch in diesem Modell angestrebt. Dazu wird die Kontaktfläche in vier Teile mit identischer Fläche geteilt. In den Flächenschwerpunkten dieser vier Teile werden die Druckkräfte eingeleitet. Um Gleichgewicht herzustellen sind zwei zusätzliche Zugstreben (Nr. 3_a und 3_b) erforderlich. Diese verlaufen vertikal bzw. horizontal und koppeln jeweils die Enden der beiden unter 45° angeordneten Zugstreben. Wie auch bei der vereinfachten Modellierung werden die Zugstreben 100 mm vor dem Ende der Lisene angeordnet, um ausreichend Platz für die Bewehrungsführung sicherzustellen. Die Schubkraftübertragung wird, wie bereits beschrieben, vereinfacht modelliert.

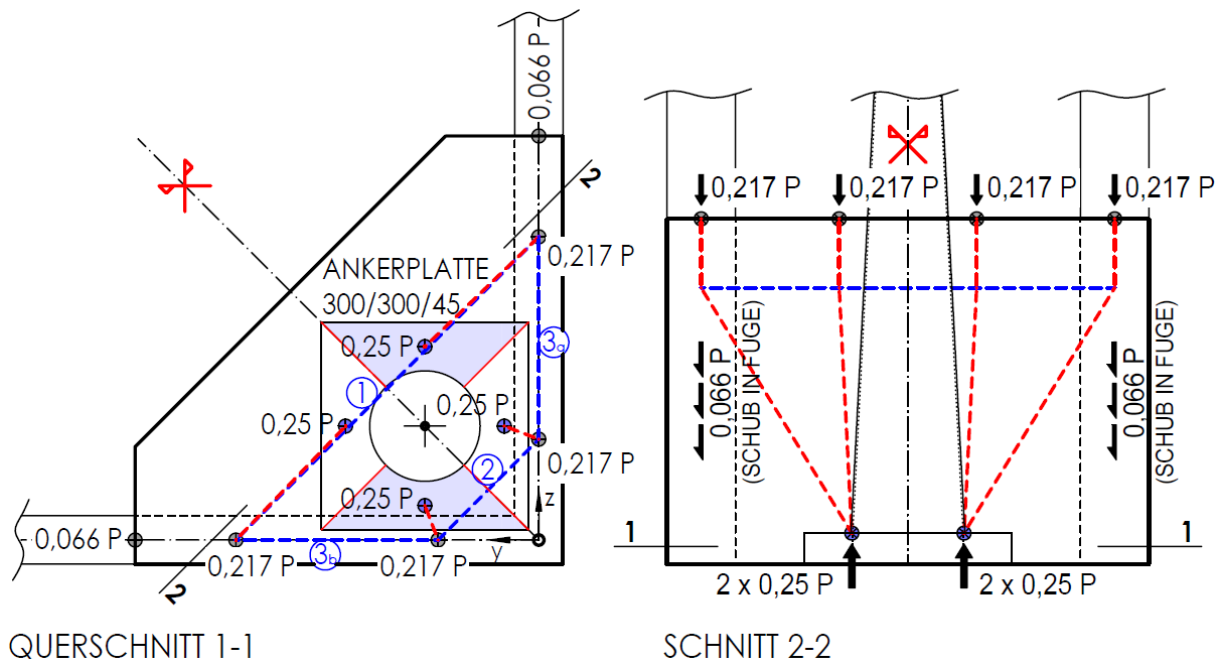


Abb. 4.17: Geometrie Stabwerkmodell Variante 1 (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)

Analyse

Abb. 4.18 zeigt das im FE-Programm modellierte Stabwerkmodell. Um das Modell anschaulicher zu gestalten wurden, die Umrisse der Lisene, sowie der angrenzenden Bauteile nachgezeichnet. Die Reaktionskräfte in der L-förmigen Kontaktfläche betragen wie erwünscht $4 \cdot 0,217 P$. Die Normalkräfte in den Druckstreben betragen $-0,254 P$ bzw. $-0,219 P$. In den beiden unter 45° angeordneten Zugstreben ergeben sich die Normalkräfte zu $0,135 P$ (Nr. 1) und $0,041 P$ (Nr. 2). Die Summe beträgt $0,176 P$ und liegt somit unter der Zugkraft im vereinfachten Modell. In den beiden weiteren Zugstreben wirken Normalkräfte von $0,040 P$.

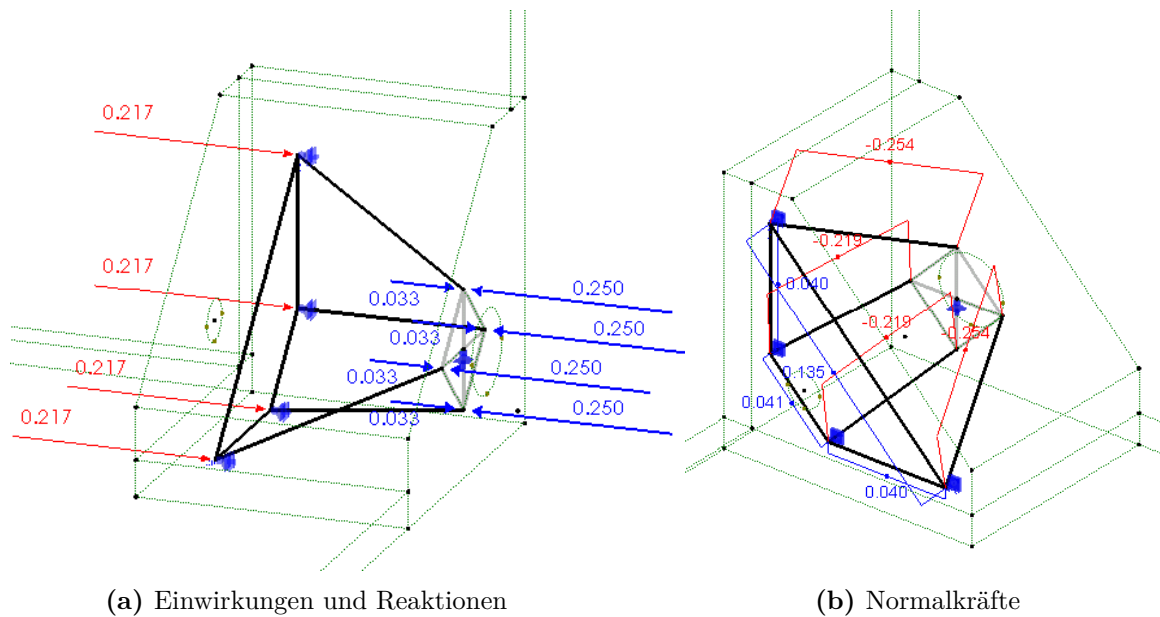


Abb. 4.18: Stabwerkmodell Variante 1 - Ankerplatte

Bemessung der Zugstreben

Um unkontrollierte Rissbildung zu vermeiden, wird, wie in EC 2 [17, 18] vorgeschlagen, eine Spannungsbegrenzung eingeführt. Die Bewehrung wird so gewählt, dass die Stahlspannungen im Gebrauchszustand 300 MPa nicht überschreiten. In Tabelle 4.2 sind die gewählten Bewehrungsstäbe, sowie die sich dadurch ergebenden Stahlspannungen aufgelistet. Zusätzlich wird die Bemessungstragfähigkeit R_d und die dazugehörige Ausnutzung im Gebrauchszustand angegeben.

Tab. 4.2: Bemessung der Zugstreben Stabwerkmodell Variante 1

Zugstrebe [#]	N - Modell [P]	N - ($t = t_0$) [MN]	BEW. [-]	A_s [m ²]	$\sigma_s(t=t_0)$ [MPa]	R_d [MN]	η [%]
1	0,135	0,355	6Ø16	0,001206	294	0,577	62
2	0,041	0,108	4Ø12	0,000452	239	0,216	50
3a	0,040	0,105	4Ø12	0,000452	232	0,216	49
3b	0,040	0,105	4Ø12	0,000452	232	0,216	49

Bezogen auf Zugstrebe Nr. 1 ergibt sich laut Gleichung (4.41) eine theoretische Bemessungstragfähigkeit von:

$$P_{Rd,Zug} = P_{erf(t=t_0)}/\eta = 2,63/0,62 = 4,24 \text{ MN} \quad (4.41)$$

Bemessung der Druckstreben

Maßgebend für die Bemessung der Druckstreben ist die Pressung der Kontaktfläche. Die innerhalb der Lisene verlaufenden Druckstreben bieten überall, außer im lokalen Verankerungsbereich, welcher wie bereits beschrieben nicht extra bemessen werden muss, mehr Querschnittsfläche als die Kontaktfläche. Zusätzlich wird für die Lisene eine höhere Betongüte als für die angrenzenden Halbfertigteile gewählt.

Im Gebrauchszustand ($t = t_0$) wird die Druckspannung mit $0,60 \cdot f_{ck(C50/60)} = 30 \text{ MPa}$ in der Kontaktfläche begrenzt. Die Kontaktspannung zum Zeitpunkt $t < t_0$ ergibt sich, wie bereits in (4.30) berechnet, zu 27,88 MPa.

Die Bemessungstragfähigkeit der L-förmigen Kontaktfläche ergibt sich nach Gleichung (4.42) zu:

$$R_{d,Kontakt} = A_{Kontakt} \cdot \frac{f_{ck(C50/60)}}{\gamma_c} = 2,73 \text{ MN} \quad (4.42)$$

Um in diesem Zustand die Modellannahmen nicht zu verletzen, müssen, wie bereits ermittelt, 6,60% der Vorspannkraft je Fuge übertragen werden. Für eine Kraft von 2,73 MN in der Kontaktfläche ergibt sich somit nach Gleichung (4.43) eine erforderliche Schubkraft je Fuge von:

$$V_{erf,Rd} = R_{d,Kontakt} \cdot 6,60/(100 - 6,60) = 0,193 \text{ MN} \quad (4.43)$$

Wird die Fugenoberfläche entsprechend Kategorie "Rau" lt. EC 2 [18] aufbereitet beträgt die Schubtragfähigkeit (Berechnung siehe Gleichung (4.34) - (4.37)) $V_{Rd,Rau} = 0,217 \text{ MN}$ und ist somit ausreichend dimensioniert.

Die Bemessungstragfähigkeit der Ecklisene, ausschließlich bezogen auf die Kontaktfläche und die Schubfugen, beträgt laut Gleichung (4.44):

$$P_{Rd,Druck+Schub} = 2 \cdot V_{erf,Rd} + R_{d,Kontakt} = 3,12 \text{ MN} \quad (4.44)$$

4.4.3 Variante 2 - Ankerromplatte

Geometrie

Als Variante zur Verankerung mittels Ankerplatte [6] wurde das Stabwerkmodell an die Krafteinleitung über eine Ankerromplatte [5] angepasst. Durch den Einsatz dieses Bauteils mussten im Stabwerkmodell Variante 1 die Krafteinleitungsstellen und Druckstreben abgeändert werden. Das restliche Modell, insbesondere die Position der Zugstreben und Krafteinleitungspunkte in die Kontaktfläche, blieb unverändert. Wie in Abb. 4.19 und 4.20 zu sehen besitzt die Ankerromplatte drei Ebenen über welche die Krafteintragung stattfindet. Es wird die Annahme getroffen, dass über die erste und größte Ebene 50% der Spannkraft eingeleitet werden. Die beiden weiteren Ebenen übertragen lt. Annahme jeweils 25% von P . Wie in Modell Variante 1 - Ankerplatte wird die Krafteinleitungsfläche in 4 Teile geteilt und an den jeweiligen Flächenschwerpunkten die Kräfte angesetzt. Abbildung 4.19b zeigt exemplarisch ein Ringsegment je Ebene. In blau wird Ebene 1, in grün Ebene 2 und in gelb Ebene 3 dargestellt. Ebenso wurden die zugehörigen Flächenschwerpunkte (inkl. Abstand von der Spanngliedachse), sowie die Außenradien (R) und Innenradien (r) der Ringsegmente eingetragen. In den nachfolgenden Gleichungen (4.45) - (4.47) werden die Schwerpunktabstände der drei unterschiedlichen Ringsegmente bezogen auf die Spanngliedachse ermittelt:

$$y_{s,Ebene\ 1} = \frac{2 (R^3 - r^3) \sin(\alpha)}{3 (R^2 - r^2) \alpha} = 103,67 \text{ mm} \approx 104 \text{ mm} \quad (4.45)$$

$$y_{s,Ebene\ 2} = \frac{2 (R^3 - r^3) \sin(\alpha)}{3 (R^2 - r^2) \alpha} = 87,04 \text{ mm} \approx 87 \text{ mm} \quad (4.46)$$

$$y_{s,Ebene\ 3} = \frac{2 (R^3 - r^3) \sin(\alpha)}{3 (R^2 - r^2) \alpha} = 87,18 \text{ mm} \approx 87 \text{ mm} \quad (4.47)$$

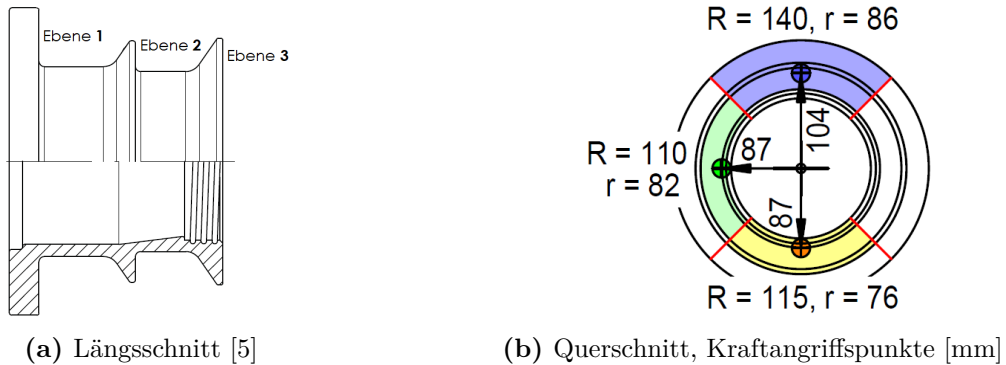


Abb. 4.19: Ankerromplatte

Der Abstand in Längsrichtung zwischen Ebene 1 und 2 beträgt 88 mm und zwischen Ebene 2 und 3 80 mm. Durch die vier Krafteinleitungspunkte je Ebene ergeben sich wie in Abb. 4.20 dargestellt 12 Druckstreben, welche an den gleichen Positionen wie in Stabwerkmodell Variante 1 enden.

Wie bereits anfangs beschrieben unterscheidet sich dieses Modell lediglich durch die anderen Kraftangriffspunkte und Druckstreben von Variante 1. Da die Krafteinleitungspunkte näher an der Spanngliedachse angeordnet sind und 50% der Kräfte erst innerhalb der Lisene eingeleitet werden, ergeben sich größere Umlenkwinkel der Druckstreben. Daher kann von größeren Normalkräften in den Zugstreben ausgegangen werden.

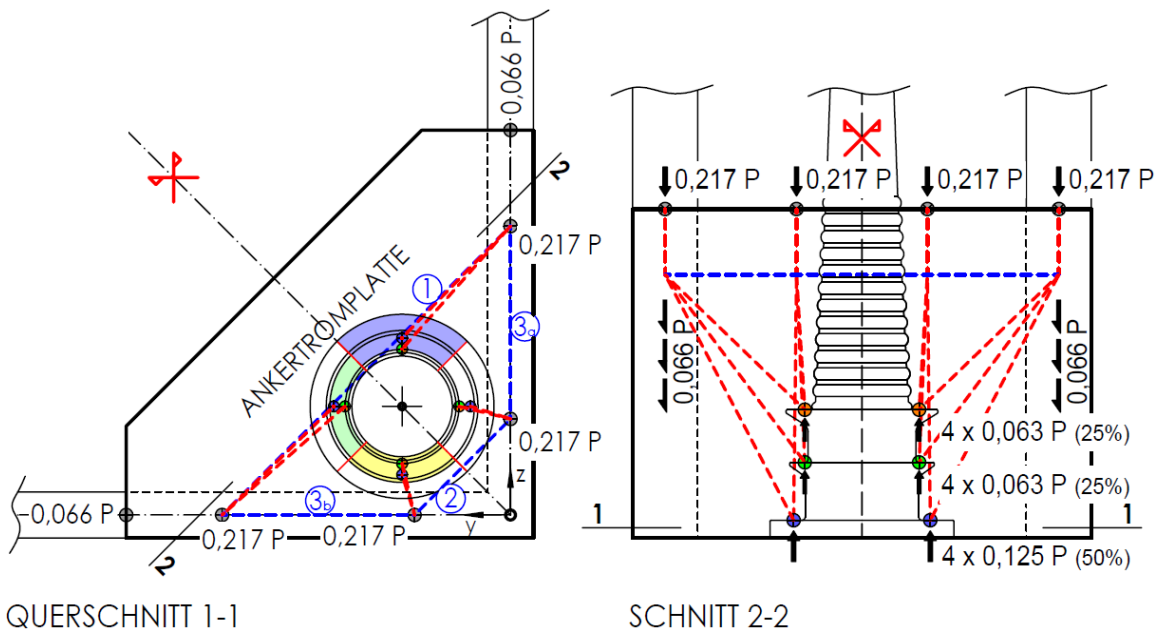


Abb. 4.20: Geometrie Stabwerkmodell Variante 2 (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)

Analyse

Wie zuvor beschrieben wurde die Spannkraft auf 12 Druckstreben aufgeteilt. Abbildung 4.21 zeigt die in Ebene 1 und 2 angesetzten Kräfte. Ebene 3 wird analog zu Ebene 2 belastet und daher nicht extra dargestellt. Die Reaktionskräfte in der L-förmigen Kontaktfläche betragen wie erwünscht $4 \cdot 0,217 P$ (Abb. 4.22a). In den beiden unter 45° angeordneten Zugstreben ergeben sich die Normalkräfte zu $0,162 P$ (Nr. 1) und $0,070 P$ (Nr. 2). Die Summe beträgt $0,232 P$ und liegt somit deutlich über der Zugkraft im vereinfachten Modell. In den beiden weiteren Zugstreben wirken Normalkräfte von $0,063 P$. Die Normalkräfte der Druckstreben Ebene 1 sind in Abb. 4.23a ersichtlich. Aufgrund der symmetrischen Ergebnisse werden die Normalkräfte der Druckstreben Ebene 2 und 3 zugleich in Abb. 4.23b dargestellt.

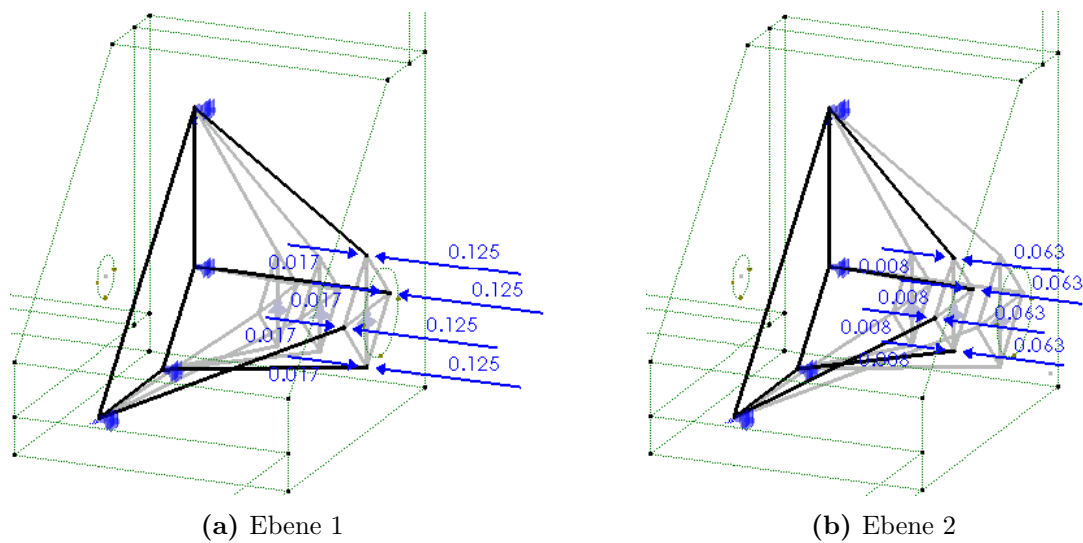


Abb. 4.21: Einwirkungen Stabwerkmodell Variante 2 - Ankertromplatte

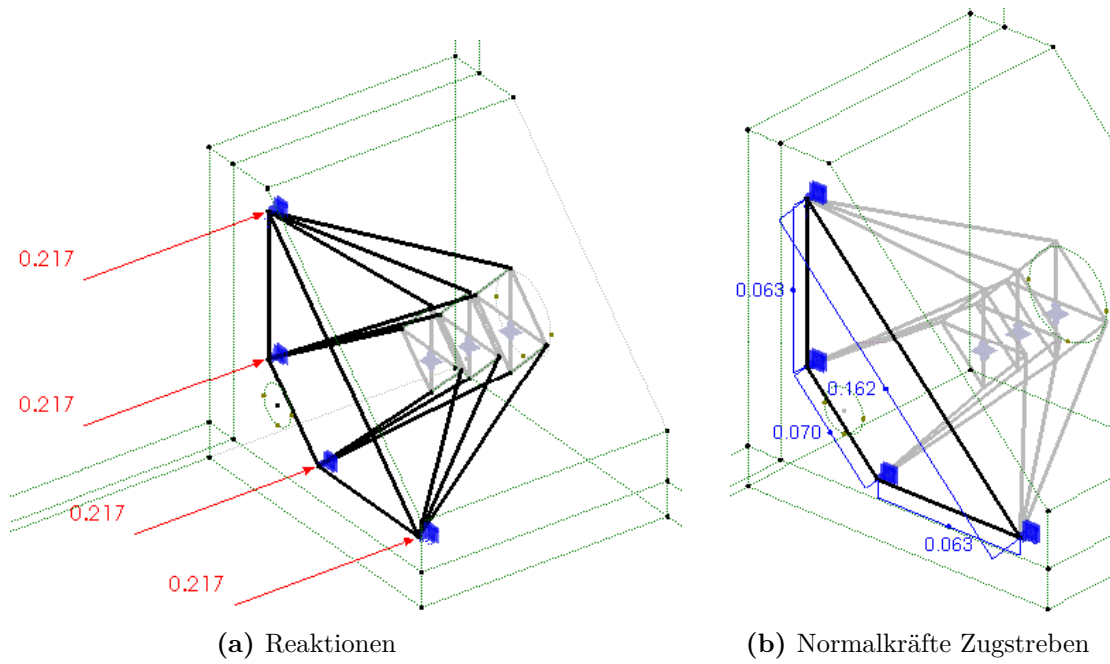


Abb. 4.22: Reaktionen und Normalkräfte Stabwerkmodell Variante 2 - Ankertromplatte

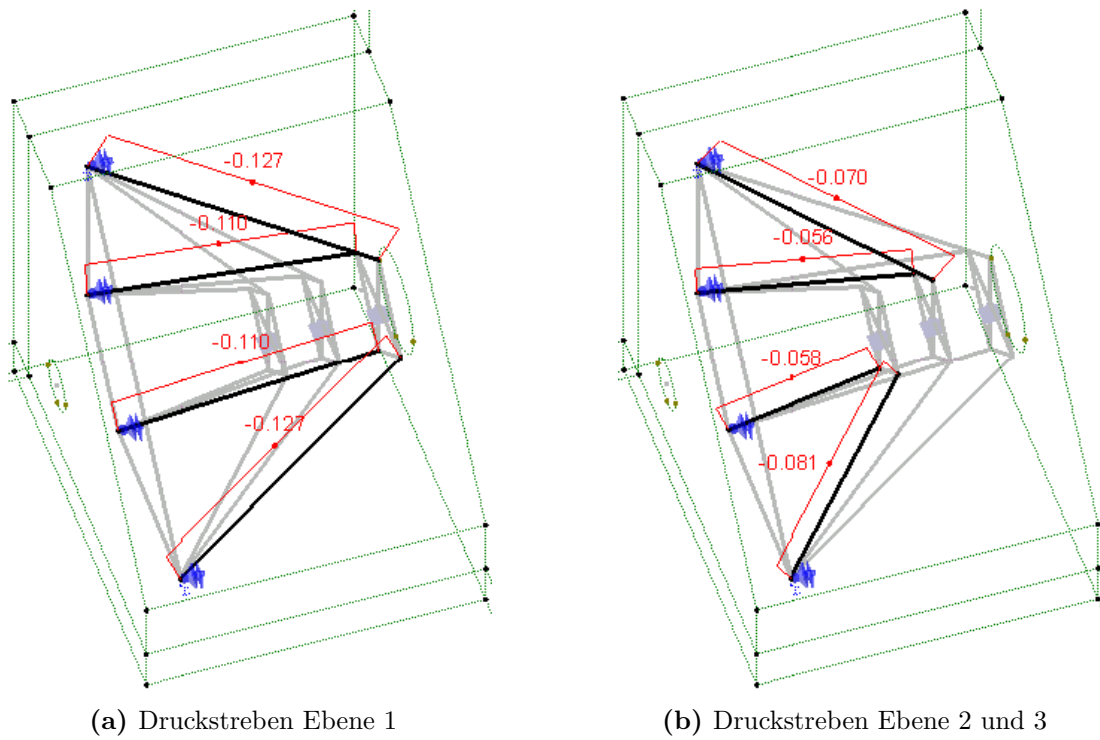


Abb. 4.23: Normalkräfte Stabwerkmodell Variante 2 - Ankertromplatte

Bemessung der Zugstreben

Um unkontrollierte Rissbildung vorzubeugen, wird, wie in EC 2 [17, 18] vorgeschlagen, eine Spannungsbegrenzung eingeführt. Die Bewehrung wird so gewählt, dass die Stahlspannungen im Gebrauchszustand 300 MPa nicht überschreiten. In Tabelle 4.3 sind die gewählten Bewehrungsstäbe, sowie die sich dadurch ergebenden Stahlspannungen aufgelistet. Zusätzlich wird die Bemessungstragfähigkeit R_d und die dazugehörige Ausnutzung im Gebrauchszustand angegeben.

Tab. 4.3: Bemessung der Zugstreben Stabwerkmodell Variante 2

Zugstrebe [#]	N - Modell [P]	N - ($t = t_0$) [MN]	BEW [-]	A_s [m ²]	$\sigma_{s(t=t_0)}$ [MPa]	R_d [MN]	η [%]
1	0,162	0,426	2Ø20 + 4Ø16	0,001432	297	0,685	62
2	0,070	0,184	2Ø16 + 2Ø12	0,000628	293	0,300	61
3a	0,063	0,166	4Ø12 + 2Ø10	0,000609	272	0,291	57
3b	0,063	0,166	4Ø12 + 2Ø10	0,000609	272	0,291	57

Bezogen auf Zugstrebe Nr. 1 ergibt sich laut Gleichung (4.48) eine theoretische Bemessungstragfähigkeit von:

$$P_{Rd,Zug} = P_{erf(t=t_0)}/\eta = 2,63/0,62 = 4,24 \text{ MN} \quad (4.48)$$

Bemessung der Druckstreben (analog zu Stabwerkmodell Variante 1)

Maßgebend für die Bemessung der Druckstreben ist die Pressung der Kontaktfläche. Die innerhalb der Lisene verlaufenden Druckstreben bieten überall, außer im lokalen Verankerungsbereich, welcher wie bereits beschrieben nicht extra bemessen werden muss, mehr Querschnittsfläche als die Kontaktfläche. Zusätzlich wird für die Lisene eine höhere Betongüte als für die angrenzenden Halbfertigteile gewählt.

Im Gebrauchszustand ($t = t_0$) wird die Druckspannung mit $0,60 \cdot f_{ck(C50/60)} = 30 \text{ MPa}$ in der Kontaktfläche begrenzt. Die Kontaktspannung zum Zeitpunkt $t < t_0$ ergibt sich, wie bereits in (4.30) berechnet, zu 27,88 MPa.

Die Bemessungstragfähigkeit der L-förmigen Kontaktfläche ergibt sich nach Gleichung (4.49) zu:

$$R_{d,Kontakt} = A_{Kontakt} \cdot \frac{f_{ck(C50/60)}}{\gamma_c} = 2,73 \text{ MN} \quad (4.49)$$

Um in diesem Zustand die Modellannahmen nicht zu verletzen, müssen, wie bereits ermittelt, 6,60% der Vorspannkraft je Fuge übertragen werden. Für eine Kraft von 2,73 MN in der Kontaktfläche ergibt sich somit nach Gleichung (4.50) eine erforderliche Schubkraft je Fuge von:

$$V_{erf,Rd} = R_{d,Kontakt} \cdot 6,60/(100 - 6,60) = 0,193 \text{ MN} \quad (4.50)$$

Wird die Fugenoberfläche entsprechend Kategorie "Rau" lt. EC 2 [18] aufbereitet beträgt die Schubtragfähigkeit (Berechnung siehe Gleichung (4.34) - (4.37)) $V_{Rd,Rau} = 0,217 \text{ MN}$ und ist somit ausreichend dimensioniert.

Die Bemessungstragfähigkeit der Ecklisene, ausschließlich bezogen auf die Kontaktfläche und die Schubfugen, beträgt laut Gleichung (4.51):

$$P_{Rd,Druck+Schub} = 2 \cdot V_{erf,Rd} + R_{d,Kontakt} = 3,12 \text{ MN} \quad (4.51)$$

4.4.4 Bewehrungsführung innerhalb der Lisene

Dieser Abschnitt beschreibt die Anordnung der Bewehrung innerhalb der entworfenen Ecklisenen. Im Anhang dieser Arbeit sind die vollständigen Konstruktionsübersichten zu sehen.

4.4.4.1 Zugstreben

Aufgrund der Spanngliedtrompete können die unter 45° angeordneten Bewehrungsstäbe nicht exakt, wie in den Stabwerkmodellen berücksichtigt, eingebaut werden. Die Bewehrung wird ober- und unterhalb der Trompete möglichst gleichmäßig verteilt. Der Schwerpunkt der Bewehrungsstäbe kommt dabei jeweils einige Zentimeter entfernt von den Zugstreben des Stabwerkmodells zu liegen, wird aber als ausreichend genau erachtet.

Auch die Zugstreben 3a/b können aufgrund der Betondeckung nicht genau in der Achse mit Bewehrung abgedeckt werden. Die Abweichung beträgt jedoch weniger als 10 mm.

Um die Zugstreben 1 und 2 möglichst in Nähe der Knotenpunkte zu verankern, wird eine Verankerung mittels beidseitig angeschweißter Querstäbe $\varnothing 12$ gewählt. Wie in Abb. 4.24 zu sehen, bilden die angeschweißten Querstäbe gleichzeitig die Zugstreben 3a und 3b. Es werden sozusagen verschweißte Einbauteile zur Abdeckung der Zugstreben vorgesehen. Pro Lisene werden zwei Stück dieser Einbauteile hintereinander eingebaut, um die berechneten Zugkräfte abzudecken. Die Einbauteile der beiden Stabwerkmodell Varianten unterscheiden sich wie in Abb. 4.24 dargestellt nur geringfügig.

Um bei Variante 2 die Stahlspannungsbegrenzung in Zugstrebe 3a/b einhalten zu können, werden zusätzlich zwei Bügel $\varnothing 10$ berücksichtigt. Die Betondeckung von 30 mm zur Außenoberfläche der Konstruktion wird durch die Enden der unter 45° angeordneten Bewehrungsstäbe lokal um 5 mm unterschritten. Zur Herstellung der Schweißnähte wird ein erforderlicher Überstand, welcher dem Durchmesser des angeschweißten Stabs entspricht angenommen. Sollte dieser Überstand nicht erforderlich sein, würde sich dies positiv auf die Verankerung innerhalb der Knotenpunkte auswirken.

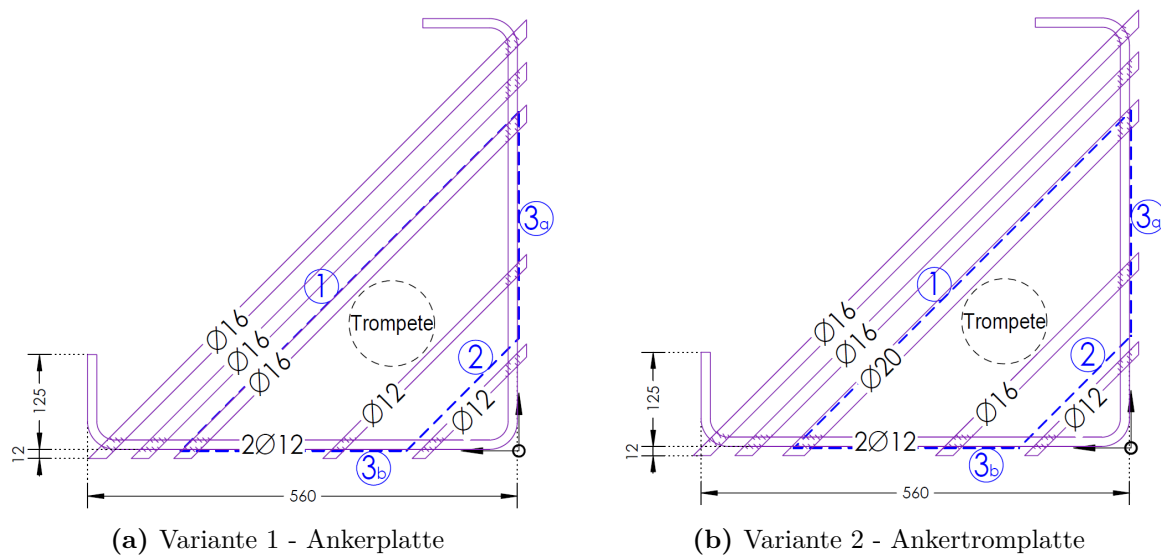


Abb. 4.24: Verschweißtes Einbauteil (Blau: Zugstreben lt. Modell)

Durch den Einsatz einer Edelstahlbewehrung könnte, zugunsten einer randnahen Verankerung, auf die Betondeckung verzichtet werden.

4.4.4.2 Wendel und Zusatzbewehrung lt. Spanngliedhersteller

Variante 1 - Ankerplatte

Das gewählte Spannverfahren CONA CMI SP 1506-150 1860 [6] fordert, unter Einhaltung einer mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} von 38 MPa (\rightarrow C30/37), folgende Bewehrung im Verankerungsbereich (Abb. 4.25a):

- **Wendel**, gerippter Bewehrungsstahl, $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$
 Außendurchmesser = 280 mm
 Stabdurchmesser = 14 mm
 Ganghöhe = 50 mm
 Anzahl der Gänge = 6,5
 Abstand von der Ankerplatte E = 45 mm
- Zusatzbewehrung **Bügel**, gerippter Bewehrungsstahl, $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$
 Anzahl der Bügel = 6
 Stabdurchmesser = 16 mm
 Abstand = 65 mm
 Abstand von der Ankerplatte F = 45 mm
 Mindestaußenabmessungen B x B = 340 mm

Variante 2 - Ankertromplatte

Das gewählte Spannverfahren CONA CME 1506-150 1860 [5] fordert, unter Einhaltung einer mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} von 35 MPa (\rightarrow C30/37), folgende Bewehrung im Verankerungsbereich (Abb. 4.25b):

- **Wendel**, gerippter Bewehrungsstahl, $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$
 Außendurchmesser = 280 mm
 Stabdurchmesser = 14 mm
 Ganghöhe = 50 mm
 Anzahl der Gänge = 7
 Abstand von der Ankerplatte E = 27 mm
- Zusatzbewehrung **Bügel**, gerippter Bewehrungsstahl, $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$
 Anzahl der Bügel = 5
 Stabdurchmesser = 16 mm
 Abstand = 60 mm
 Abstand von der Ankerplatte F = 42 mm
 Mindestaußenabmessungen B x B = 330 mm

Die geforderte Wendel- und Zusatzbewehrung im lokalen Verankerungsbereich unterscheidet sich zwischen den beiden Verankerungsvarianten nur geringfügig.

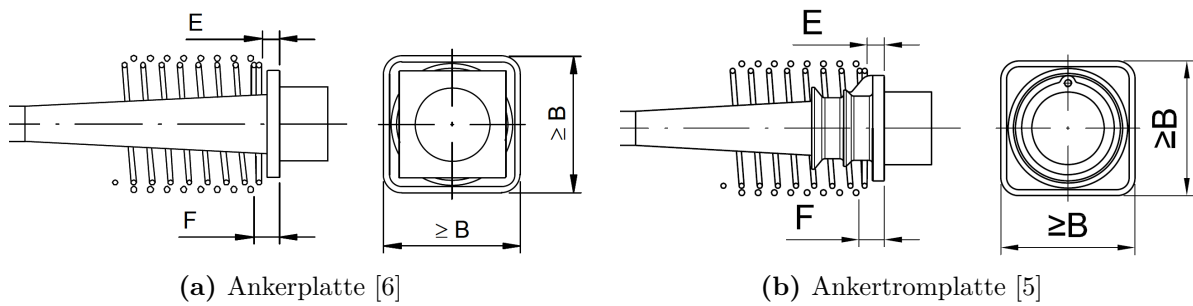


Abb. 4.25: Bewehrung im lokalen Verankerungsbereich lt. Spanngliedhersteller

4.4.4.3 Konstruktive Bewehrung

Um die bereits vorhandene Bewehrung zu einem geschlossenen Korb zu vervollständigen, werden zusätzliche Bügel und Nadel-Paare angeordnet. Die Bügel (5 $\varnothing 10$) sind an den Querschnitt der Ecklisene angepasst und werden in Kombination mit der Anschlussbewehrung eingebaut. Für Variante 1 ist es ausreichend offene Bügel zu verwenden. Die Öffnung befindet sich jeweils an der Außenecke. In Kombination mit der L-förmig gebogenen Anschlussbewehrung decken die offenen Bügel die gesamte Oberfläche in Querrichtung ab. Bei Variante 2 werden die beiden an die verschweißten Einbauteile angrenzenden Bügel zur Abdeckung der Zugstreben 3a/b zusätzlich herangezogen. Daher ist es bei dieser Variante von Vorteil, bezüglich der Verankerung, geschlossene Bügel zu verwenden.

Bisher wurde ausschließlich die quer angeordnete Bewehrung beschrieben. Um diese zu einem Korb zu verbinden, ist zusätzlich Längsbewehrung erforderlich. Diese wird, um den Einbau zu erleichtern, durch 5 Nadel-Paare $\varnothing 10$, wie in Abb. 4.26 ersichtlich, realisiert.

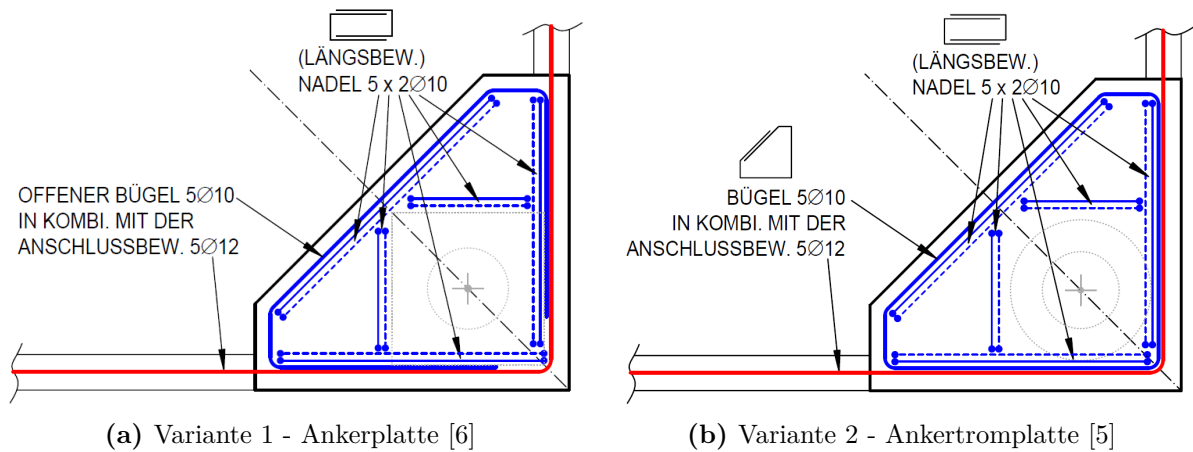


Abb. 4.26: Konstruktive Bewehrungsführung (blau) und Anschlussbewehrung (rot)

4.4.5 Bemessung der Knotenpunkte

In diesem Abschnitt werden die Knotenpunkte der entwickelten Stabwerkmodelle untersucht. Wie bereits beschrieben, werden die lokalen Verankerungsbereiche unter Einhaltung der technischen Zulassungen [5, 6] ausgebildet. Dadurch sind an diesen Stellen keine weiteren Nachweise erforderlich. Maßgebend für die Bemessung der Lisene sind somit die Druck-Druck-Zug Knotenpunkte (DDZ-Knoten), an welchen die Zugstreben angreifen. Die lokalen Verankerungsbereiche und DDZ-Knoten sind in Abb. 4.27 dargestellt. Im Knotenpunkt A wird Zugstrebe 1 und 3a/b verankert. Aufgrund der größeren Stahlspannung und Bewehrungsstäbe ist die Verankerung von Zugstrebe 1 gegenüber 2 maßgebend. Die Verankerung der unter 45° verlaufenden Zugstreben muss somit nur an Knoten A untersucht werden. Unabhängig davon muss die Verankerung der Zugstreben 3a und 3b nachgewiesen werden. Diese Zugstreben greifen in Knoten A und B an und müssen dort verankert werden.

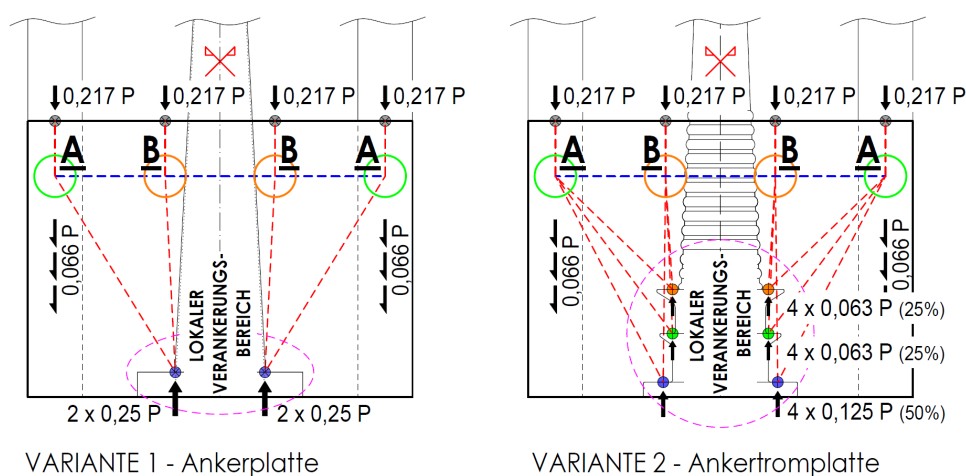


Abb. 4.27: Übersicht Knotenpunkte

Betongüte Lisene

Unter den nachfolgenden Kriterien wurde die Betongüte der Ecklisene gewählt:

- Aufgrund der zunehmenden Sprödigkeit von höher festem Beton ist der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit gemäß EC 2 auf den Wert für C60/75 zu begrenzen, außer es kann eine höhere mittlere Verbundfestigkeit nachgewiesen werden. Eine Betongüte größer C60/75 führt somit, ohne gesonderte Nachweise, zu keiner Verbesserung des Verbundverhaltens.
- Die gewählten Verankerungen mittels Ankerplatte bzw. Ankertromplatte fordern eine mittlere Betondruckfestigkeit von 38 MPa [6] bzw. 35 MPa [5] → min. C/30/37.
- Betondruckfestigkeit Lisene \geq Betondruckfestigkeit Steg/Flansch (C50/60)

Um in der beengten Lisenengeometrie die erforderlichen Verankerungslängen möglichst kurz zu halten, wurde die Betongüte zu C60/75 gewählt.

4.4.5.1 Verankerungsparameter

Verankerung mittels angeschweißter Stäbe

Laut EC 2 [18] hängt für Nennstabdurchmesser ≤ 12 mm die Verankerungskraft eines angeschweißten Querstabs im Wesentlichen vom Bemessungswert F_{btd} der Schweißstelle ab. Dieser

Widerstand wird in den nachfolgenden Gleichungen (4.52) und (4.53) für einen Querstab Ø12 berechnet:

$$F_{wd} = 0,50 \cdot A_s \cdot f_{yd} = 0,50 \cdot 0,000113 \text{ m}^2 \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{1,15} = 0,02702 \text{ MN} \quad (4.52)$$

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 \cdot A_s \cdot f_{cd} \cdot \phi_t / \phi_l = 0,02702 \text{ MN} \quad (4.53)$$

Bemessungswert der Verankerungslänge

Nachfolgend werden für die Bewehrungsstäbe der Zugstreben Nr. 1, 2, 3a und 3b (Ø20, Ø16, Ø12 und Ø10) die Bemessungswerte der Verankerungslängen berechnet (siehe dazu Gleichung (4.54) bis (4.58)).

Die Verbundfestigkeit ergibt sich zu:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd(C60/75)} = 2,25 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 2,067 = 4,651 \text{ MPa} \quad (4.54)$$

Der Basiswert der Verankerungslänge beträgt:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \begin{cases} \phi 20 \\ \phi 16 \\ \phi 12 \\ \phi 10 \end{cases} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{4,651 \text{ MPa}} = \begin{cases} 514 \text{ mm} \\ 411 \text{ mm} \\ 309 \text{ mm} \\ 257 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.55)$$

Auf der sicheren Seite wird nur der Korrekturfaktor für Querdruck berücksichtigt:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = 1,0 \quad (4.56)$$

Der Querdruck im Gebrauchszustand ($t = t_0$), wird, auf der sicheren Seite liegend, mit 50% der Spannung in der Kontaktfläche abgeschätzt und beträgt somit $27,88 \cdot 0,50 = 13,94 \text{ MPa}$.

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 p = 1 - 0,04 \cdot 13,94 = 0,44 \geq 0,70 \quad (4.57)$$

Der Bemessungswert der Verankerungslänge ergibt sich somit zu:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b = \begin{cases} 360 \text{ mm} \\ 288 \text{ mm} \\ 216 \text{ mm} \\ 180 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.58)$$

4.4.5.2 Variante 1 - Ankerplatte

Knotenpunkt A (Verankerung Zugstrebe Nr.1)

Im Gebrauchszustand ($t=t_0$) wirken $2,63 \cdot 0,135 \text{ MN} = 0,355 \text{ MN}$ in Zugstrebe 1. Der größte Anteil dieser Zugkraft wird laut Gleichung (4.59) über die angeschweißten Querstäbe verankert:

$$\sum F_{btd} = 6 \cdot 2 F_{btd} = 0,324 \text{ MN} \quad (4.59)$$

Die Differenz, welche über Verbund verankert wird, beträgt nach Gleichung (4.60):

$$\Delta = 0,355 \text{ MN} - 0,324 \text{ MN} = 0,031 \text{ MN} \quad (4.60)$$

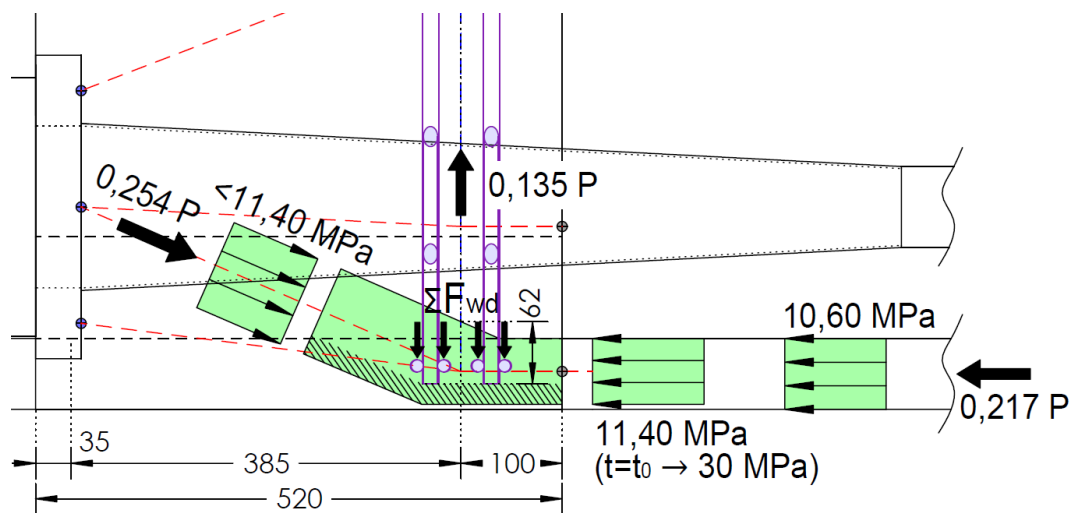
Dafür ergibt sich eine erforderliche Verankerungslänge laut Gleichung (4.61) von:

$$l_{bd,erf} = l_{bd,\phi 16} \cdot \frac{0,031 \text{ MN} / 0,001206 \text{ m}^2}{478 \text{ MPa}} = 16 \text{ mm} \quad (4.61)$$

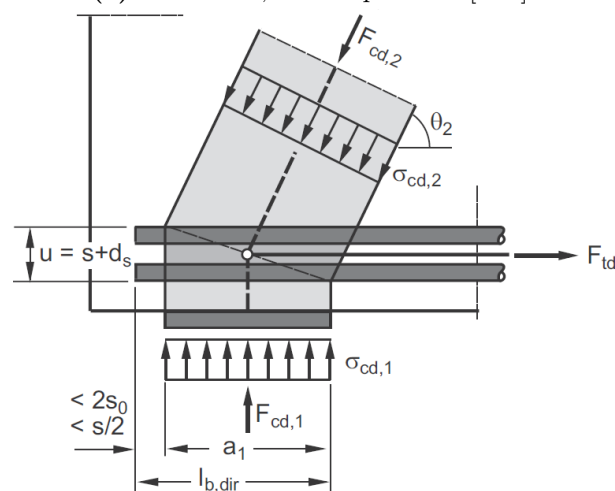
Mit $62 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} \approx 88 \text{ mm}$ ist die vorhandene Verankerungslänge somit für den Gebrauchszustand ausreichend. Die maximale Verankerungskraft für die vorhandene Länge von 88 mm berechnet sich laut Gleichung (4.62) zu:

$$F_{t,lbd,vorh} = f_{yd} \cdot \frac{105 \text{ mm}}{l_{bd,\phi 16}} \cdot 0,001206 \text{ m}^2 = 0,176 \text{ MN} \quad (4.62)$$

Somit könnten in diesem Knoten maximal $F_{t,lbd,vorh} + \sum F_{btd} = 0,50 \text{ MN}$ verankert werden. Da die Verankerung hauptsächlich über die angeschweißten Querstäbe erfolgt, wird auf die Einhaltung der Mindestverankerungslänge verzichtet.



(a) Variante 1, Knotenpunkt A [mm]



(b) Knotenpunkt laut [26]

Abb. 4.28: Druck-Druck-Zugknoten im Vergleich

Betrachtet man den vorliegenden Knotenpunkt (Abb. 4.28a) im Vergleich zum DDZ-Knoten laut [26] (Abb. 4.28b) fällt auf, dass der schraffierte Knotenbereich nicht von der Zugstrebe gehalten wird.

Um diese Problematik zu lösen stehen mehrere Möglichkeiten zur Verfügung:

- Wird eine Edelstahlbewehrung für die Abdeckung der Zugstreben verwendet, könnten die Bewehrungsstäbe bis an die Außenoberfläche geführt werden. Dadurch wäre auch der schraffierte Knotenbereich gehalten.
- Lässt man die Ecklisene zumindest 25-30 mm über die Halbfertigteile nach außen überstehen, könnten die schraffierten Knotenbereiche gehalten werden. Diese Vorsprünge an der Oberfläche würden sich jedoch nachteilig auf den Taktschiebeprozess auswirken. Auf das Bauverfahren Freivorbau sollten diese Überstände keine negativen Auswirkungen mit sich bringen. Ein weiterer negativ oder positiv zu bewertender Punkt dieser Lösung wäre die Ästhetik.
- Werden die Halbfertigteile im Bereich der Lisene um 25-30 mm dicker ausgeführt könnte die Problematik ebenfalls gelöst werden. Dadurch würden die anschließenden Bauteile jedoch bewusst auf Plattenbiegung beansprucht werden.
- Da im Zuge der Stabwerkmodellierung die Zug- und Schubtragfähigkeit des Betons komplett vernachlässigt wird, könnte die Tragfähigkeit der Lisene inklusive der Knotenpunkte mit einer komplexeren Berechnungsmethode und einem darauf aufbauenden Versuchsprogramm nachgewiesen werden. Zusätzlich ist anzumerken, dass die Verankerungspunkte nur temporär während der Zyklen des Bauverfahrens belastet werden. Somit wäre es von Vorteil die Bauteile so günstig wie möglich herzustellen.

Im Zuge der nichtlinearen Berechnung (Abschnitt 4.5) wird der Knotenpunkt, wie in Abb. 4.28a dargestellt, genauer untersucht.

Knotenpunkt A/B (Verankerung Zugstreben Nr.3a/3b)

Auch in diesem Knotenpunkt können die Zugstreben aufgrund der Betondeckung nicht bis an den Bauteilrand geführt werden. Im Bezug auf die Knotenabmessung ist der Betondeckungsanteil jedoch vernachlässigbar. Für die Verankerung der Zugstreben 3a und 3b stehen, wie in Abb. 4.29 ersichtlich, $141 \text{ mm} + 121 \text{ mm} = 262 \text{ mm}$ zur Verfügung. Die maximale Verankerungskraft ergibt sich laut Gleichung (4.63) zu:

$$F_{t, l_{bd, vorh}} = f_{yd} \cdot \frac{146 \text{ mm}}{l_{bd, \phi 12}} \cdot 0,000452 \text{ m}^2 = 0,262 \text{ MN} \quad (4.63)$$

In den Zugstreben wirkt im Gebrauchszustand eine Normalkraft von 0,105 MN. Diese kann somit an beiden Enden verankert werden. Auch die Mindestverankerungslängen können nach Gleichung (4.64) laut EC 2 [16] eingehalten werden:

$$l_{b, min, \phi 12} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b, reqd} \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 120 \text{ mm} \quad (4.64)$$

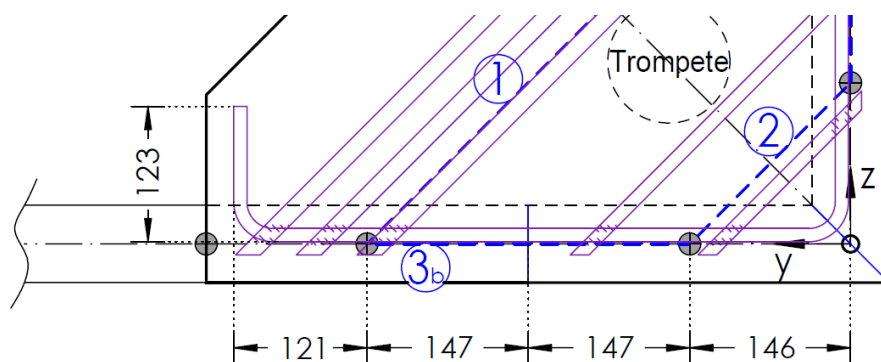


Abb. 4.29: Verankerungslängen Zugstrebe Nr.3b

Tragfähigkeit der Knotenpunkte

Die Bemessungstragfähigkeit der Eckslisene, ausschließlich bezogen auf die mögliche Verankerung der Zugstreben in den Knoten, berechnet sich laut Gleichung (4.65) zu:

$$P_{Rd,Verankerung} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,63 \text{ MN} \cdot 0,500/0,355 \\ 2,63 \text{ MN} \cdot 0,262/0,105 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,70 \text{ MN} \\ 6,56 \text{ MN} \end{array} \right\} = 3,70 \text{ MN} \quad (4.65)$$

4.4.5.3 Variante 2 - Ankertrömplatte

Knotenpunkt A (Verankerung Zugstrebe Nr.1)

Analog zu Knotenpunkt A von Stabwerkmodell Variante 1 wird auch dieser Knotenpunkt behandelt. Im Gebrauchszustand ($t=t_0$) wirken $2,63 \cdot 0,162 \text{ MN} = 0,426 \text{ MN}$ in Zugstrebe Nr.1. Der größte Anteil dieser Zugkraft wird laut Gleichung (4.66) über die angeschweißten Querstäbe verankert:

$$\sum F_{btd} = 6 \cdot 2 F_{btd} = 0,324 \text{ MN} \quad (4.66)$$

Die Differenz, welche über Verbund verankert wird, beträgt nach Gleichung (4.67):

$$\Delta = 0,426 \text{ MN} - 0,324 \text{ MN} = 0,102 \text{ MN} \quad (4.67)$$

Dafür ergeben sich erforderliche Verankerungslängen laut den Gleichungen (4.68) und (4.69) von:

$$l_{bd,erf,\phi 20} = l_{bd,\phi 20} \cdot \frac{0,102 \text{ MN} / 0,001432 \text{ m}^2}{478 \text{ MPa}} = 54 \text{ mm} \quad (4.68)$$

$$l_{bd,erf,\phi 16} = l_{bd,\phi 16} \cdot \frac{0,102 \text{ MN} / 0,001432 \text{ m}^2}{478 \text{ MPa}} = 43 \text{ mm} \quad (4.69)$$

Mit $66 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} \approx 93 \text{ mm}$ ist die vorhandene Verankerungslänge somit für den Gebrauchszustand ausreichend. Die maximale Verankerungskraft für die vorhandene Länge von 115 mm beträgt laut Gleichung (4.70):

$$F_{t,l_{bd,vorh}} = f_{yd} \cdot \left(\frac{93 \text{ mm}}{l_{bd,\phi 20}} \cdot A_{s,\phi 20} + \frac{93 \text{ mm}}{l_{bd,\phi 16}} \cdot A_{s,\phi 16} \right) = 0,201 \text{ MN} \quad (4.70)$$

Somit könnten in diesem Knoten maximal $F_{t,l_{bd,vorh}} + \sum F_{btd} = 0,525 \text{ MN}$ verankert werden. Da im Gebrauchszustand die Verankerung hauptsächlich über die angeschweißten Querstäbe erfolgt, wird auf die Einhaltung der Mindestverankerungslänge verzichtet.

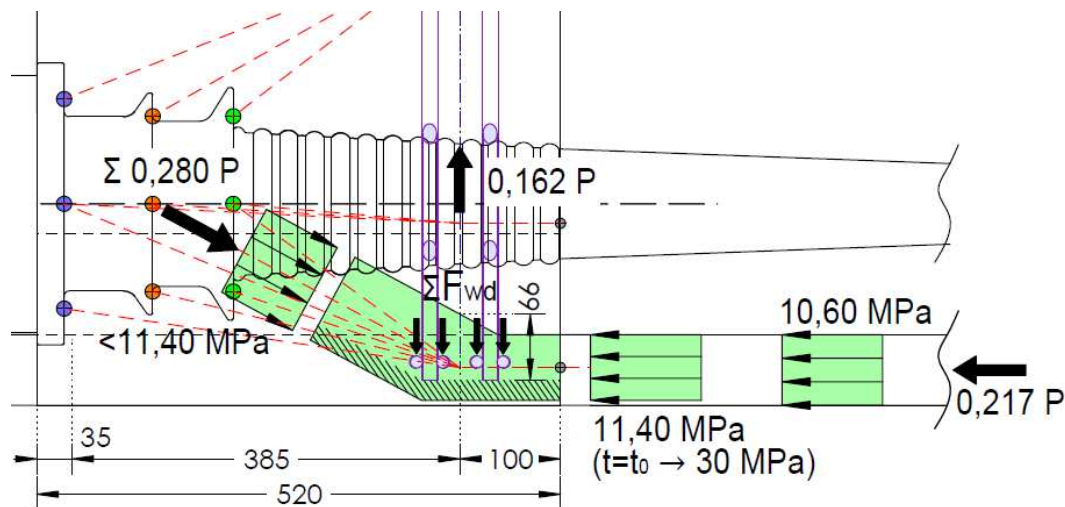


Abb. 4.30: Variante 2, Knotenpunkt A

Bezüglich der Anmerkungen zum in Abb. 4.30 grün schraffierten Bereich siehe Variante 1 Abschnitt 4.4.5.2.

Knotenpunkt A/B (Verankerung Zugstreben Nr.3a/3b)

Anders als bei Variante 1 werden für die Abdeckung der Zugstreben zusätzlich zwei angrenzende Bügel $\varnothing 10$ (Abb. 4.26b) herangezogen. Sonst wird die Verankerung aufgrund der identischen Geometrie (Abb. 4.29) analog zu Variante 1 behandelt. Für die Verankerung der Zugstreben 3a und 3b stehen, wie in Abb. 4.29 ersichtlich, $141 \text{ mm} + 121 \text{ mm} = 262 \text{ mm}$ zur Verfügung. Die maximale Verankerungskraft ergibt sich laut Gleichung (4.71) zu:

$$F_{t,l_{bd,vorh}} = f_{yd} \cdot \left(\frac{262 \text{ mm}}{l_{bd,\phi 12}} \cdot A_{s,\phi 12} + \frac{262 \text{ mm}}{l_{bd,\phi 10}} \cdot A_{s,\phi 10} \right) = 0,353 \text{ MN} \quad (4.71)$$

In den Zugstreben wirkt im Gebrauchszustand eine Normalkraft von $0,166 \text{ MN}$. Diese kann somit an beiden Enden verankert werden. Auch die Mindestverankerungslängen können nach Gleichung (4.72) laut EC 2 [16] eingehalten werden:

$$l_{b,min,\phi 12} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = 120 \text{ mm} \quad (4.72)$$

Tragfähigkeit der Knotenpunkte

Die Bemessungstragfähigkeit der Ecklisene, ausschließlich bezogen auf die mögliche Verankerung der Zugstreben in den Knoten, berechnet sich laut Gleichung (4.73) zu:

$$P_{Rd,Verankerung} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,63 \text{ MN} \cdot 0,525/0,426 \\ 2,63 \text{ MN} \cdot 0,353/0,166 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,24 \text{ MN} \\ 5,59 \text{ MN} \end{array} \right\} = 3,24 \text{ MN} \quad (4.73)$$

4.4.6 Ausbreitung der Spannkraft im Querschnitt

Die punktuell angreifende Spannkraft breitet sich allmählich über den Betonquerschnitt aus und bildet ab einer bestimmten Entfernung einen gleichmäßigen Spannungszustand. Gemäß des Prinzips von Saint Venant [26] kann die Länge dieses Störbereichs, in jenem die Kraftausbreitung erfolgt, mit der Breite bzw. der Höhe des Querschnitts abgeschätzt werden. Dieser Sachverhalt wurde bereits im Zuge der linear elastischen Modellierung untersucht (Abschnitt 4.3). Nachfolgend wird ein einfaches Stabwerkmodell entwickelt, um die Verteilung der Spannkraft im vorliegenden Querschnitt qualitativ zu erfassen.

Um ein Modell bilden zu können wird jener Querschnittsbereich ermittelt, welcher genau von einem der beiden unten angeordneten Spannglieder beansprucht wird. Aufgrund der Symmetrie des Querschnitts und der Spanngliederanordnung um die z -Achse ergibt sich die Breite der "Einflussfläche" gleich der halben Querschnittsbreite. Da der Kastenquerschnitt (wegen der Öffnungen im oberen Flansch) nur um die z -Achse symmetrisch ist, muss die Höhe der "Einflussfläche" durch Normalspannungintegration ermittelt werden. Wie in den Stabwerkmodellen zuvor wird auch hier eine Einheitskraft $P = 1,00 \text{ MN}$ pro Spannglied für die Berechnung angesetzt.

Normalspannungen Lastfall-P

Die Normalspannungen für den Lastfall P ergeben sich laut den Gleichungen (4.74) bis (4.78) zu:

$$\sigma_x(z = z_{so}) = \frac{4 \cdot P}{A} + \frac{e \cdot 4 \cdot P}{I_y} z_{so} = -4,58 \text{ MPa} \quad (4.74)$$

$$\sigma_x(z = z_{so} + 0,07 \text{ m}) = \frac{4 \cdot P}{A} + \frac{e \cdot 4 \cdot P}{I_y} (z_{so} + 0,07 \text{ m}) = -4,56 \text{ MPa} \quad (4.75)$$

$$\sigma_x(z = 0) = \frac{4 \cdot P}{A} = -4,25 \text{ MPa} \quad (4.76)$$

$$\sigma_x(z = z_{su} - 0,07 \text{ m}) = \frac{4 \cdot P}{A} + \frac{e \cdot 4 \cdot P}{I_y} (z_{su} - 0,07 \text{ m}) = -3,97 \text{ MPa} \quad (4.77)$$

$$\sigma_x(z = z_{su}) = \frac{4 \cdot P}{A} + \frac{e \cdot 4 \cdot P}{I_y} z_{su} = -3,94 \text{ MPa} \quad (4.78)$$

Einflussfläche pro Spannglied

Wie bereits beschrieben, wird jeweils exakt der halbe Flansch und ein noch unbekannter Teil des Stegs durch ein Spannglied beansprucht. Die Normalkraft im unteren halben Flansch ergibt sich nach Gleichung (4.79) zu:

$$N_{P,Flansch} = \frac{A_{Flansch,u}}{2} \cdot \frac{\sigma_x(z = z_{su} - 0,07 \text{ m}) + \sigma_x(z = z_{su})}{2} = -0,748 \text{ MN} \quad (4.79)$$

74,8% der über die unteren Spannkabeln eingeleitete Vorspannkraft sind dem Flansch zuzuordnen. Die restlichen 25,2% werden vom Steg aufgenommen (Gleichung (4.80)):

$$N_{P,Steg} = P - |N_{P,Flansch}| = -0,252 \text{ MN} \quad (4.80)$$

Ausgehend von der linear verlaufenden Normalspannungsverteilung, welche sich in ausreichender Entfernung zum Verankerungsbereich einstellt, wird nun die Querschnittsfläche des Stegs ermittelt, deren Normalspannungsergebnisse $N_{P,Steg}$ entspricht. Die entsprechende Steghöhe h_s , welche von

dieser Diplomarbeit noch keine genauen Informationen aus dem aktuellen Forschungsprojekt [12] betreffend der Schubtragfähigkeit zwischen Steg und Flansch vorliegen, wird dieser Punkt nicht weiter behandelt. Der Kraftfluss, ausgehend von der punktuellen Einleitung über die Ecklisene bis zum linear verlaufenden Spannungszustand in ausreichender Entfernung, wurde qualitativ in einem ebenen Stabwerkmodell erfasst. In Abbildung 4.32 ist der zuvor ermittelte Einflussbereich aufgeklappt dargestellt. Die Lastausbreitung wird unter 45° angenommen.

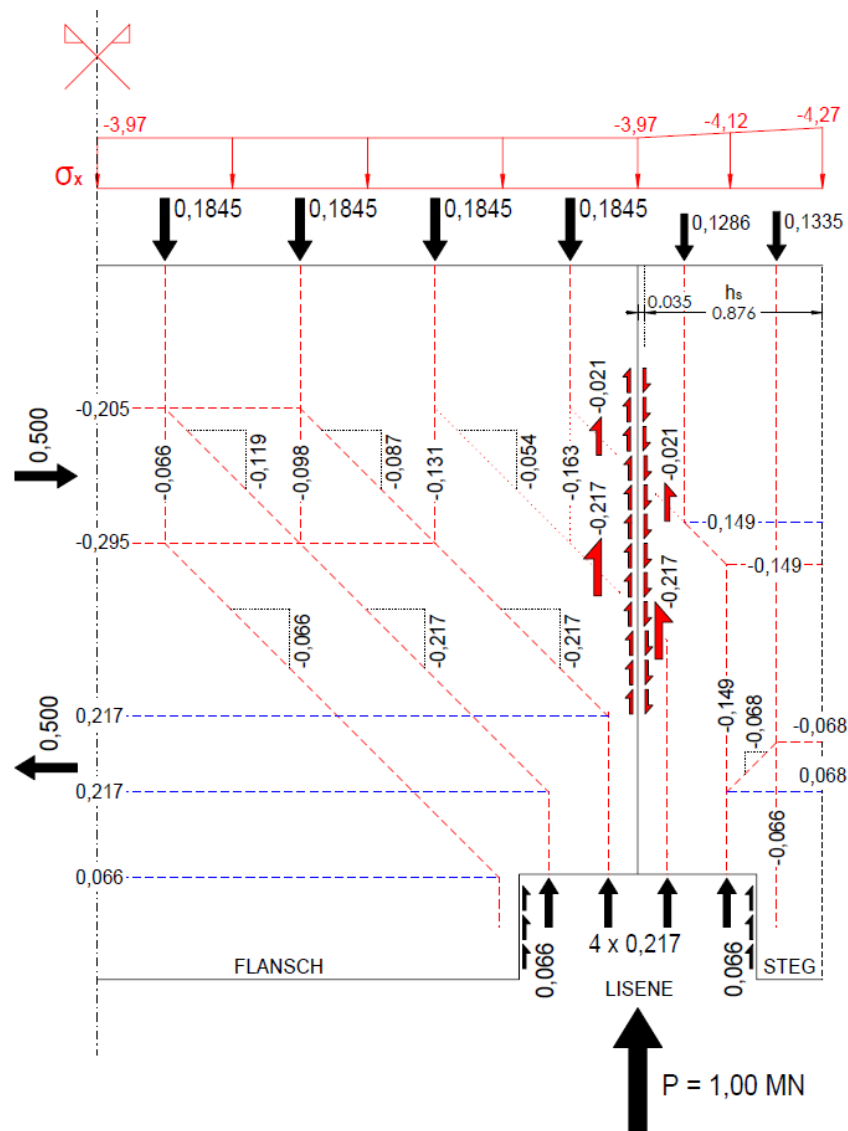


Abb. 4.32: Qualitatives Modell zur Verteilung der Vorspannkraft in den Querschnitt (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)

Da alle Druckstreben im Flansch umgelenkt werden müssen, ergeben sich hier die größten Druck und Zugkräfte in Querrichtung. Die Umlenkung der Druckstreben im Steg sind im Vergleich dazu vernachlässigbar. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Höhe der Ecklisene etwa 70% von h_s entspricht. Es muss jedoch, wie bereits beschrieben, ein großer Anteil über die Schubverbindung vom Steg in den Flansch übertragen werden.

4.4.7 Zusammenfassung

Vergleich der Stabwerkmodelle

Es wurden zwei Stabwerkmodelle für die unterschiedlichen Verankerungskonstruktionen [5, 6] entwickelt. Nachdem die Geometrie der Lisene und die Position der Spanngliedachse für beide Modelle gleich festgelegt wurde, unterscheiden sie sich ausschließlich durch die Kraftangriffspunkte. Die erdachten Zugstreben und Auflagerpunkte stimmen ebenfalls in beiden Varianten überein.

Variante 1 - Ankerplatte leitet die Vorspannkraft in einer Ebene 45 mm unter der Betonoberfläche ein. Dem gegenüber steht Variante 2 - Ankertromplatte, welche die Kräfte über drei Ebenen einleitet. Dadurch ergeben sich unterschiedliche Umlenkwinkel der Druckstreben. Dies kann als wichtigster Unterschied zwischen den beiden Modellen angesehen werden, da die Umlenkwinkel die Größe der Kraft in den Zugstreben bestimmen. Tabelle 4.4 verdeutlicht die Unterschiede.

Tab. 4.4: Gegenüberstellung der Stabwerkmodelle in Bezug auf die Zugstreben

Zugstrebe [#]	N - Variante 1 [P]	N - Variante 2 [P]	Erhöhung der Zugkraft [%]
1	0,135	0,162	20
2	0,041	0,070	71
3a	0,040	0,063	58
3b	0,040	0,063	58
Σ	0,256	0,358	40

Wie in Tab. 4.4 ersichtlich, wird die Zugkraft durch die größeren Umlenkwinkel in Modell Variante 2 um bis zu 71% erhöht. In Summe ist dadurch 40% mehr Bewehrung erforderlich, um die gleichen Stahlspannungen zu erreichen. Variante 2 - Ankertromplatte kann somit keine Vorteile gegenüber Variante 1 - Ankerplatte aufweisen. Daher kann bereits an dieser Stelle der Arbeit der Einsatz einer Ankerplatte [6] für den vorliegenden Fall empfohlen werden.

Knotenpunkte

Aufgrund der auf ein Minimum reduzierten Wandstärke der angrenzenden Bauteile gestaltete sich die Nachweisführung der Knotenpunkte kompliziert. Der ursprünglich entworfene Knoten konnte aufgrund der Betondeckung mittels klassischen Ansätzen nicht nachgewiesen werden. Um diese Problematik zu lösen wurden mehrere Lösungen wie der Einsatz von Edelstahlbewehrung, Veränderung der Geometrie oder die Nachweisführung mittels einer komplexeren Berechnungsmethode und darauf aufbauendem Versuchsprogramm vorgeschlagen.

Gesamttragfähigkeit der Stabwerkmodelle

Unter Berücksichtigung der in Abschnitt 4.4.5.2 genannten Maßnahmen bezüglich der Knotenpunkte sind die Kontaktflächen und Schubfugen maßgebend für die Gesamttragfähigkeit.

Die Tragfähigkeit der entworfenen Ecklisene ergibt sich somit laut den Gleichungen (4.44) und (4.51) zu 3,12 MN. Zum Zeitpunkt vor dem Absetzen der Spannpressen ($t < t_0$) ist die berechnete Tragfähigkeit somit zu 86% ausgenutzt. Umgekehrt betrachtet ergibt sich ein Sicherheitsfaktor von 1,16 für die Spannkraft $P_{erf}(t < t_0)$.

4.5 Nichtlineare Berechnung

Wie die bisher durchgeführten Berechnungen zeigen, stoßen konventionelle Methoden der Nachweisführung, insbesondere unter Anwendung der linearen Elastizitätstheorie, bei Betonkonstruktionen wie der entworfenen Ecklisene an ihre Grenzen. Daher wird die Lisene in diesem Abschnitt mit Hilfe einer Software zur nichtlinearen Analyse von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen untersucht.

Zum Einsatz kam dabei das nichtlineare FE-Programm ATENA der Firma Červenka Consulting² in Verbindung mit dem Pre- und Post-Prozessor GID³. ATENA steht für Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis und simuliert das reale Verhalten von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. GID ist ein universeller und adaptiver Pre- und Post-Prozessor für die numerische Simulation in Wissenschaft und Technik.

4.5.1 Modell

Dieser Unterabschnitt beschreibt die Modellbildung in GID. Als Spanngliedverankerung wurde die Ankerplatte [6] (Variante 1) gewählt. Diese wies im Zuge der Stabwerkmodellierung deutliche Vorteile gegenüber der Ankertromplatte [5] (Variante 2) auf (siehe Abschnitt 4.4).

4.5.1.1 Geometrie

Nachfolgend werden die Abmessungen der Beton und Stahl Volumen sowie die Anordnung der 1D-Bewehrungselemente beschrieben.

Volumen Beton/Stahl

Wie in Abbildung 4.33 ersichtlich, wird analog zur linear elastischen Modellierung ein freigeschnittener 1/4-Teil des Gesamtquerschnitts betrachtet. Diese Vereinfachung kann, wie bereits in Abschnitt 4.3 beschrieben, das Verhalten des vorliegenden Kastenquerschnitts nicht exakt nachbilden. Es wird vereinfacht von einem doppelsymmetrischen Querschnitt ausgegangen. Diese Näherung wurde getroffen, da zum Zeitpunkt des Verfassens der Arbeit keine Informationen über die Verankerungskonstruktion der oben angeordneten Spannglieder vorlagen. Die Einflüsse dieser Vereinfachung werden für die Berechnung der Verankerungskonstruktion und deren Umfeld als gering betrachtet.

Die Abmessungen des freigeschnittenen 1/4-Querschnitts betragen:

- Breite = halbe Querschnittsbreite = $0,50 \cdot 5,40 \text{ m} = 2,70 \text{ m}$
- Höhe = halbe Querschnittshöhe = $0,50 \cdot 1,87 \text{ m} = 0,935 \text{ m}$
- Länge = 3,52 m (3,0 m ab der Lisene; frei gewählt)

Sämtliche Abmessungen der Ecklisene entsprechen exakt dem Entwurf. Die Geometrie der Stahlbauteile (Ankerplatte und Ankerkörper) wurde laut Spanngliedhersteller [6] gewählt. Auf eine Modellierung der Spanngliedtrompete innerhalb des Betonvolumens wurde, auf der sicheren Seite liegend, verzichtet. Der konische Durchbruch ist daher nach innen frei und nicht gestützt. Das Betonvolumen der Ecklisene und die Stahlbauteile sind in Abb. 4.34 ersichtlich.

²ATENA 3D Studio v5 (www.cervenka.cz)

³GID 10.0.9 (www.gidhome.com)

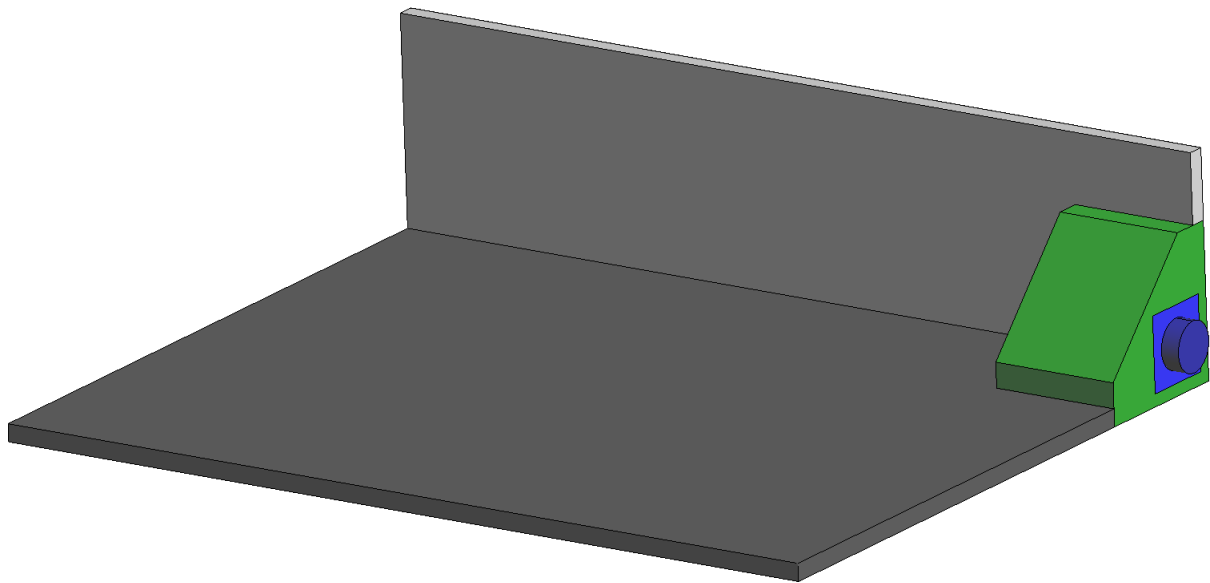
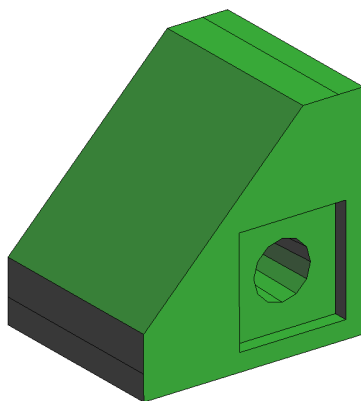
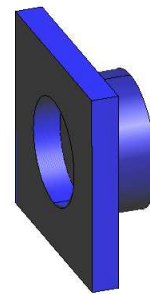


Abb. 4.33: Geometrie Gesamtmodell



(a) Betonvolumen



(b) Ankerplatte und Ankerkörper

Abb. 4.34: Geometrie Ecklisene

1D-Bewehrung

Alle Bewehrungsstäbe wurden diskret als 1D-Elemente eingegeben. Für die Bewehrung innerhalb der Lisene, welche zur Abdeckung der unter 45° angeordneten Zugstreben vorgesehen ist, wurde zusätzlich das Verbundverhalten berücksichtigt. Um die Endverankerung mittels der angeschweißten Stäbe zu simulieren, wurden Anfang und Ende dieser Stäbe starr mit dem Beton verbunden. Alle anderen Stäbe sind, wie im Programm voreingestellt, ideal (starr) mit dem Betonvolumen verbunden.

Das im Forschungsprojekt [12] angegebene Bewehrungs-Grundnetz welches sich aus $\text{Ø}12/20$ in Querrichtung und $\text{Ø}8/20$ in Längsrichtung zusammensetzt, wurde, wie in Abb. 4.35 ersichtlich, in Steg und Flansch berücksichtigt. Als Zulage zur Verstärkung der einspringenden Ecken, wurden $4\text{Ø}10/5$ quer und längs sowie $2\text{Ø}10/5$ unter einer Neigung von 45° eingegeben. Vereinfacht wurden sämtliche 1D-Bewehrungselemente in Steg und Flansch mittig, bezogen auf die Bauteildicke, angeordnet.

Innerhalb der Lisene wurde die Bewehrung laut Spanngliedhersteller [6] (Abb. 4.36a), eine vereinfachte Auswahl der konstruktiven Bewehrung (Abb. 4.36b) und die Spaltzug Einbauteile (Abb. 4.36c) berücksichtigt. Wie bereits beschrieben, wurde für die unter 45° angeordneten Bewehrungsstäbe der Einbauteile das Verbundverhalten inklusive Endverankerung berücksichtigt.

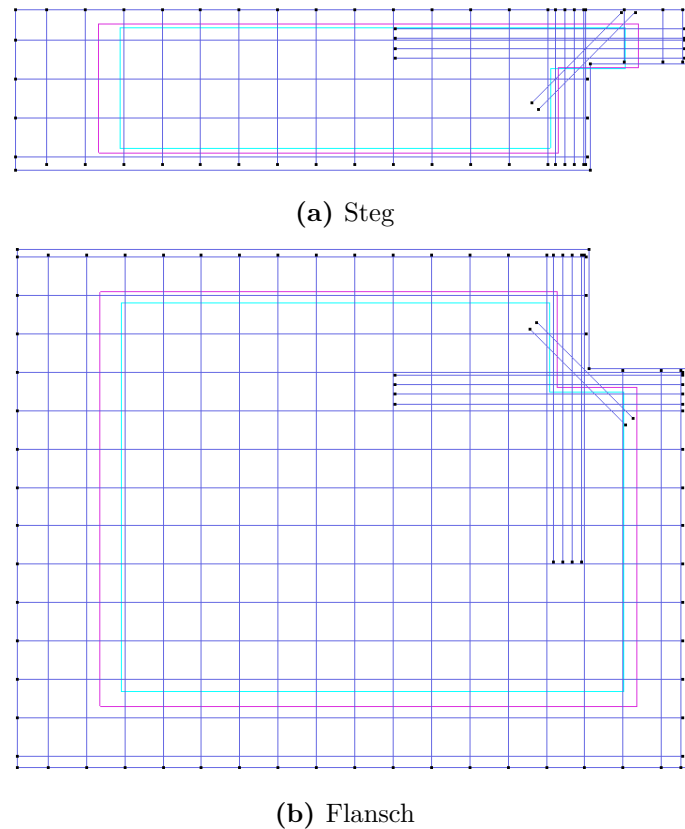


Abb. 4.35: 1D-Bewehrung Halbfertigteile inkl. Zulagen

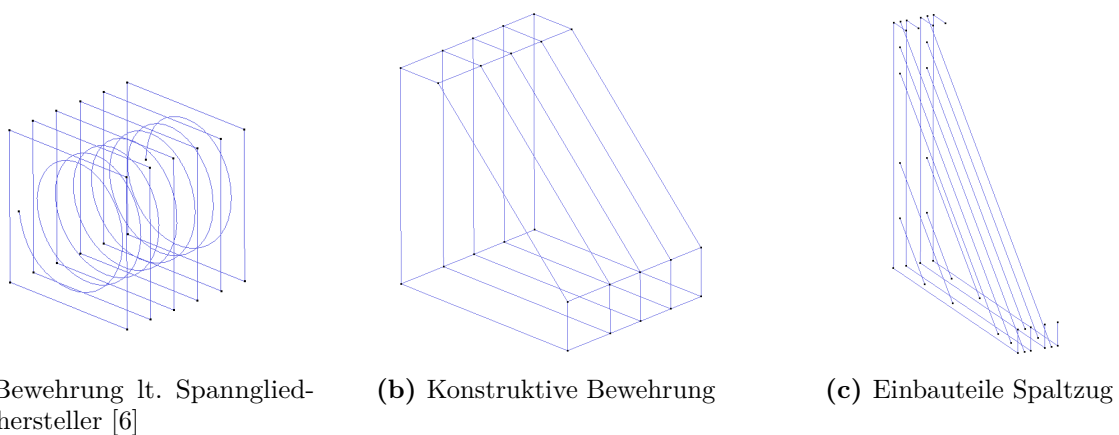


Abb. 4.36: 1D-Bewehrung Lisene

4.5.1.2 Randbedingungen

Dieser Unterabschnitt beschreibt die gewählten Randbedingungen. In Abbildung 4.37 sind sämtliche Randbedingungen sowie das für GID und ATENA gültige Koordinatensystem abgebildet.

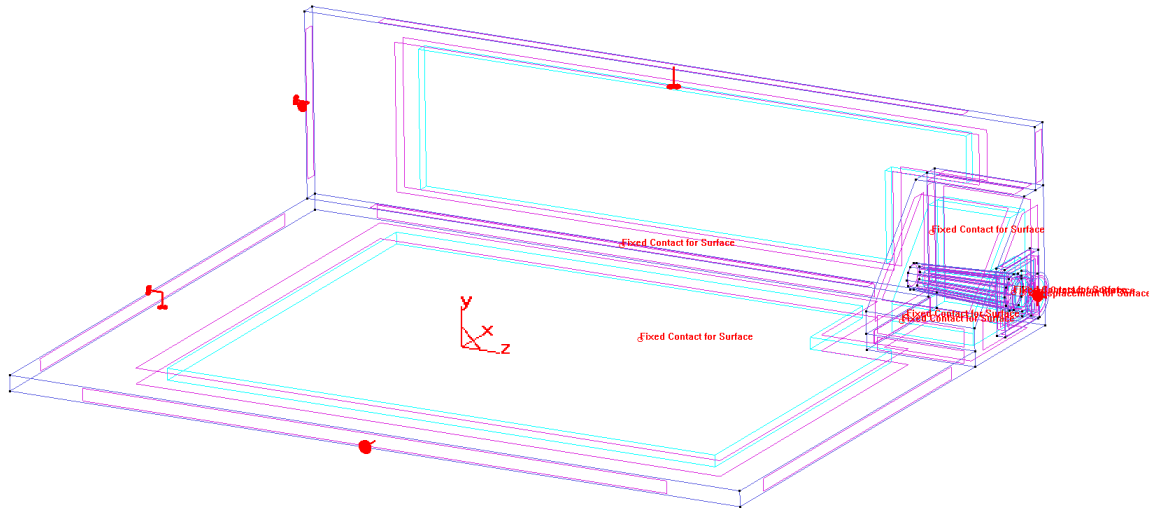


Abb. 4.37: Randbedingungen Gesamtmodell

Lagerbedingungen

Um das Verhalten eines doppelsymmetrischen Querschnitts am 1/4-Modell abzubilden, wurden folgende Lagerbedingungen (analog zur linear elastischen Modellierung) gewählt:

- Ende Flansch: Flächenauflager in z- und y-Richtung (→ Einspannung um x-Achse)
- Ende Steg: Flächenauflager in z- und x-Richtung (→ Einspannung um y-Achse)
- Symmetrieachse Flansch: Flächenauflager in x-Richtung (→ Einspannung um z-Achse)
- Symmetrieachse Steg: Flächenauflager in y-Richtung (→ Einspannung um z-Achse)

Sämtliche Auflager wurden starr gewählt, da sich etwaige Spannungsspitzen im Zuge der nichtlinearen Berechnung ohnehin über Rissbildung abbauen können.

Verbindung Flansch - Steg

Da, wie bereits erwähnt, zum Zeitpunkt des Verfassens der Arbeit keine näheren Informationen über die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung zwischen den Halbfertigteilen vorliegen, wurden Steg und Flansch starr miteinander verbunden.

Verbindung Ankerplatte - Lisene

Zwischen der Ankerplatte und der Lisene wurde eine starre Verbindung gewählt.

Verbindung Lisene - Halbfertigteile

Die Ecklisene ist entsprechend dem Entwurf über die Kontaktfläche und Schubfugen mit den angrenzenden Bauteilen verbunden. Die Kontaktfläche zwischen der Lisene und den Halbfertigteilen ist aufgrund der entworfenen Geometrie vollständig und annähernd gleichmäßig überdrückt.

Daher ist es ausreichend die Bauteile starr zu verbinden. Die Schubfugen wurden entsprechend der Entwurfsannahmen (Kategorie Rau laut EC 2 [18] + 5Ø12) über ein Interface, welches in Unterkapitel 4.5.1.4 beschrieben wird, berücksichtigt.

Belastung

Die Berechnung des Modells wurde verschiebungsgesteuert durchgeführt. Dies ermöglicht das Verhalten auch nach dem Erreichen der Tragfähigkeit zu analysieren. Die Verschiebung wurde an der Oberfläche des Ankerkörpers schrittweise aufgebracht. Je Schritt wurde die Ankerkörperoberfläche entgegen der z-Richtung um 0,20 mm verschoben. Gleichzeitig wurden die Reaktionen in den FE-Knoten der Ankerkörperoberfläche mittels eines Monitors gemessen und summiert.

Die Auswertung dieses Monitors in Kombination mit den Laststufen (Verschiebungen) ergibt das in Unterkapitel 4.5.2.1 dargestellte Kraft-Verschiebungs-Diagramm. Um die Kraftmessung am Ankerkörper zu bestätigen, wurden zusätzlich die Lagerreaktionen in z-Richtung aufgezeichnet.

4.5.1.3 FE-Einstellungen

Das FE-Netz der gesamten Struktur wurde mit einer maximalen Seitenlänge der Volumenelemente sowie der 1D-Bewehrungselemente von 60 mm automatisch in GID generiert.

4.5.1.4 Materialien

Beton

Sämtliche Materialeigenschaften des Betons konnten basierend auf den Festigkeitsklassen nach EC 2 [18], C60/75 (Lisene) und C50/60 (Halbfertigteile), automatisch von ATENA generiert werden. Das Sicherheitsformat wurde, wie in Abb. 4.38 ersichtlich, zu Design gewählt.

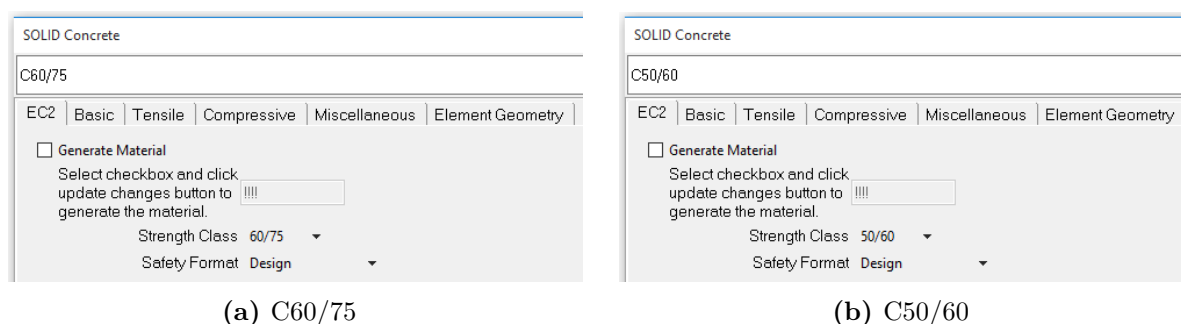


Abb. 4.38: Grundeinstellungen Beton

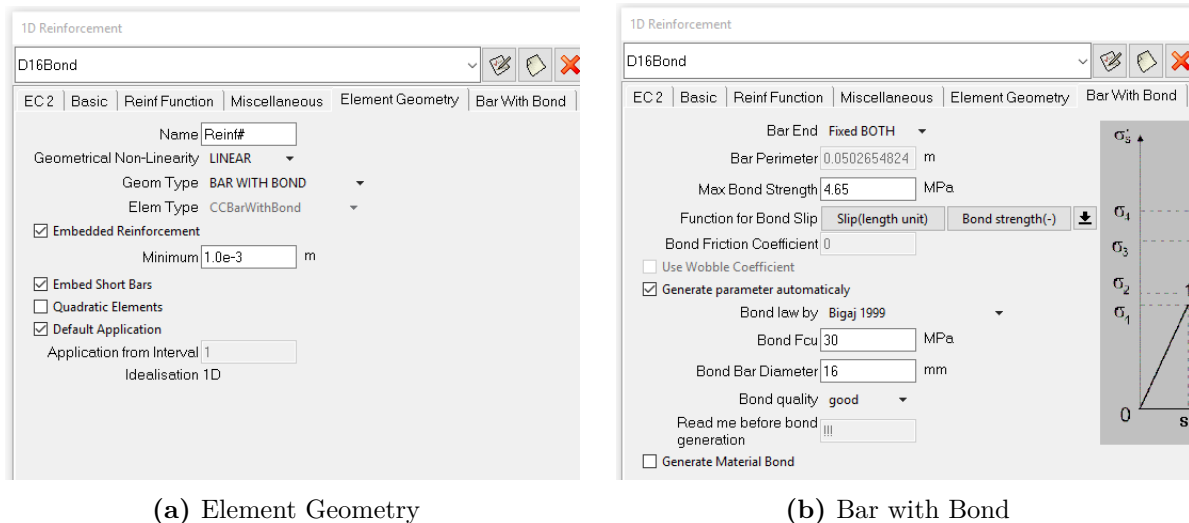
1D-Bewehrung

Ebenso konnten die Materialeigenschaften der Bewehrung basierend auf der Streckgrenze und der Duktilitätsklasse nach EC 2 [18] automatisch von ATENA generiert werden. Wie im Brückenbau üblich wurde Duktilitätsklasse B gewählt. Das Sicherheitsformat wurde ebenfalls zu Design gewählt.

Mit Ausnahme der unter 45° innerhalb der Lisene angeordneten Bewehrungsstäbe wurden sämtliche Grundeinstellungen, insbesondere das ideale Verbundverhalten, für alle Stäbe übernommen.

Für die unter 45° innerhalb der Lisene angeordneten Bewehrungsstäbe wurde eine maximale Verbundspannung von $f_{bd} = 4,65 \text{ MPa}$ laut (4.54) in ATENA angegeben. Um zusätzlich die Endverankerung mittels der angeschweißten Stäbe $2\text{Ø}12$ zu simulieren, wurden Anfang und Ende dieser Stäbe starr mit dem Beton verbunden. Die gewählten, den Verbund betreffenden Einstellungen, sind in Abb. 4.39 ersichtlich.

Im Zuge der Ergebnisauswertung ist zu überprüfen, ob die Endverankerungskräfte, welche sich durch die starre Modellierung einstellen, von den angeschweißten Querstäben abgetragen werden können.



(a) Element Geometry

(b) Bar with Bond

Abb. 4.39: Einstellungen betreffend 1D-Bewehrung mit Verbund

Interface

Um die Schubkraftübertragung in den Fugen möglichst genau zu berücksichtigen, wurde ein Interface zwischen den Betonvolumen erstellt. Die Steifigkeiten dieses Volumens (Interface) wurden unter Einhaltung der empfohlenen Grenzwerte laut [20] gewählt und sind in Abb. 4.40 ersichtlich. Entsprechend der im Zuge der Stabwerkmodellierung festgelegten Fugenausbildung, Kategorie Rau lt. EC 2 [18], wurden die Koeffizienten zu $c = 0,40$ und $\mu = 0,70$ gewählt. Die Stäbe sind ideal (starr) mit dem Beton verbunden.

Um die Bewehrung, welche die Schubfuge orthogonal durchquert, zu modellieren, wurden ebenfalls die Empfehlungen gemäß [20] beachtet. Die Schubübertragung erfolgt mittels 1D-Bewehrungsstäben mit angepasstem Durchmesser, welche unter 45° in der Schubfuge angeordnet werden. Dies berücksichtigt den Umstand, dass es sich um reine Dehnstäbe handelt, welche keine Schubsteifigkeit besitzen.

Nachfolgend wird der erforderliche Durchmesser für fünf unter 45° geneigter Bewehrungsstäbe ermittelt, welcher eine äquivalente Bemessungstragfähigkeit zu $5\text{Ø}12$ orthogonal angeordneter Stäbe ($V_{Rd,Rau} = 0,217 \text{ MN}$) ergibt.

Der erforderliche geometrische Bewehrungsgrad ergibt sich nach Gleichung (4.87) zu:
(laut EC 2 [18])

$$\rho_{perf} = \left(\frac{V_{Rd,Rau}}{A_{Fuge}} - c f_{ctd} - \mu \sigma_n \right) \cdot \frac{1}{\rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} = 0,00905 \quad (4.87)$$

Somit ergibt sich laut Gleichung (4.88) ein erforderlicher Durchmesser für fünf Stäbe von:

$$\phi_{erf} = \sqrt{\frac{4 \cdot \rho_{erf} \cdot A_{Fuge}}{\pi}} = 0,009157 \text{ m} \hat{=} 9,16 \text{ mm} \quad (4.88)$$

Das Troubleshooting Manual von ATENA [20] empfiehlt die Länge der Stäbe entsprechend der Größe des umgebenden FE-Netzes zu wählen. Da das FE-Netz mit einer maximalen Größe von 60 mm erzeugt wurde, werden die Bewehrungsstäbe, wie in Abb. 4.41 dargestellt, 50 mm in die angrenzenden Volumen eingebettet.

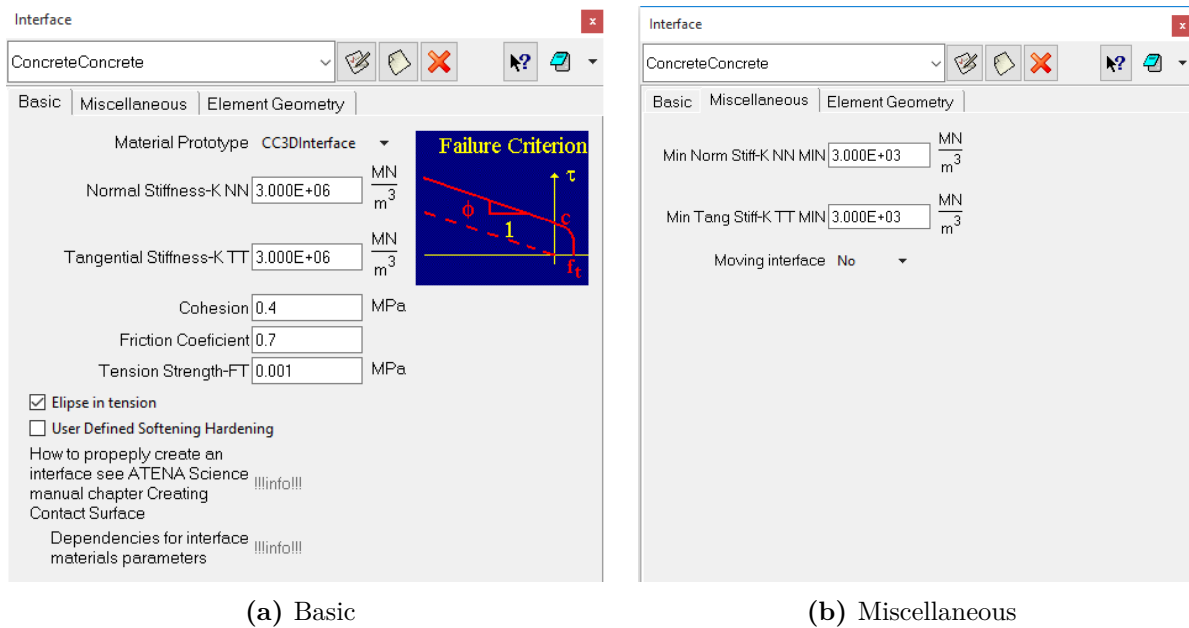


Abb. 4.40: Einstellungen Interface (Schubfuge)

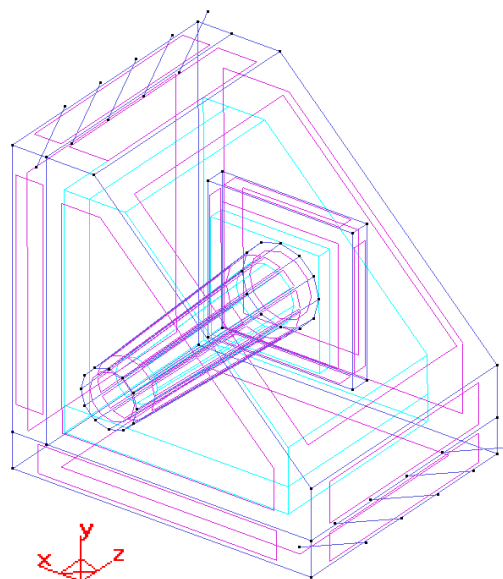


Abb. 4.41: Bewehrungsstäbe zur Schubübertragung

4.5.2 Berechnungsergebnisse

Dieser Unterabschnitt gibt einen Überblick über die wichtigsten Ergebnisse der nichtlinearen FE-Analyse mittels ATENA.

4.5.2.1 Kraft-Verschiebungs-Diagramm (Tragfähigkeit)

Abbildung 4.42 zeigt das Kraft-Verschiebungs-Diagramm des zuvor beschriebenen Modells. Bis zu einer Verschiebung von 0,80 mm verhält sich das Modell linear elastisch (Zustand I). Im folgenden Bereich von 0,80 mm bis 2,00 mm Verschiebung findet der größte Steifigkeitsabfall statt. Danach zeigt sich ein leicht unterlineares Verhalten bis zum Erreichen der Tragfähigkeit.

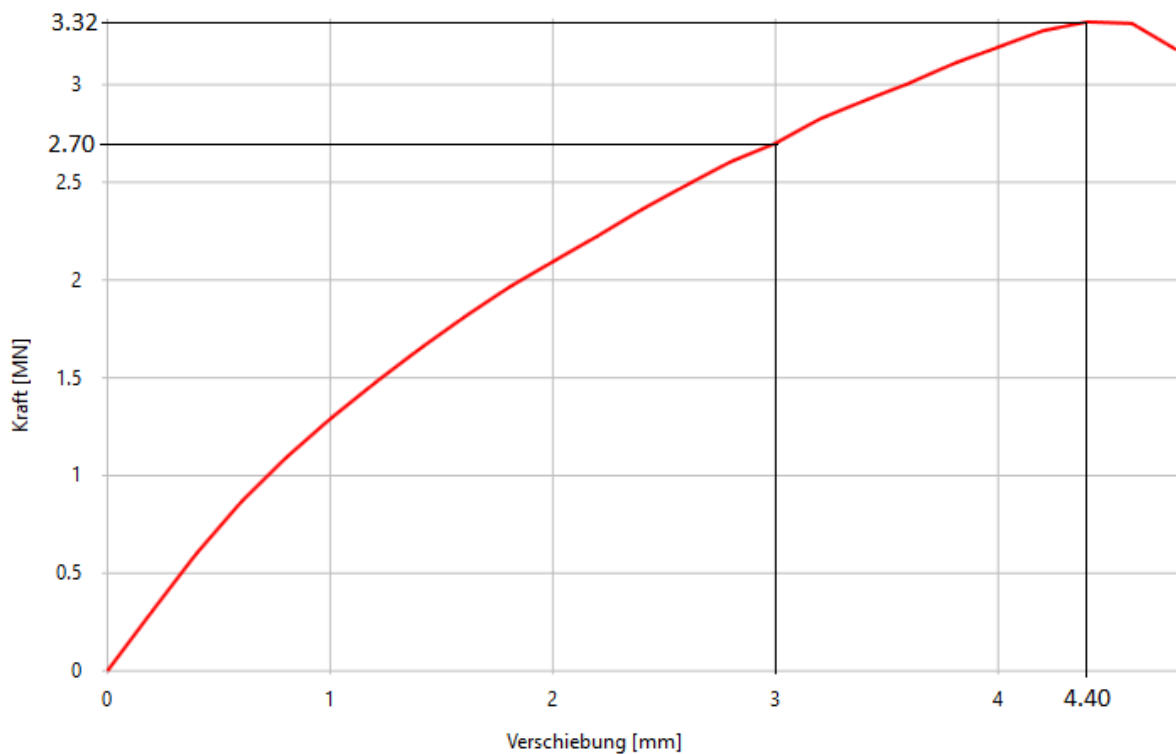


Abb. 4.42: Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit wird bei einer Verschiebung von 4,40 mm (Laststufe 22) erreicht und beträgt 3,32 MN. Nach dem Erreichen der Tragfähigkeit stellt sich ein kurzes Fließplateau bis zu einer Verschiebung von 4,42 mm (Laststufe 23) ein. Anschließend fällt die Kraft mit zunehmender Verschiebung rasch ab. Zum Zeitpunkt vor dem Absetzen der Spannpressen $t < t_0$ ergibt sich somit eine Ausnutzung der berechneten Tragfähigkeit von $\eta = 2,69/3,32 \cong 81\%$.

Gebrauchsniveau

Das Gebrauchsniveau des Verankerungskörpers wird bei einer Verschiebung von 3,0 mm (Laststufe 15) erreicht. Die durch die Verschiebung hervorgerufene Reaktionskraft beträgt 2,70 MN und liegt somit minimal höher als die Spannkraft vor Absetzen der Spannpressen ($P_{erf(t < t_0)} = 2,69 \text{ MN}$). Auf der sicheren Seite liegend wird diese Laststufe für alle weiteren Gebrauchstauglichkeitsbetrachtungen herangezogen.

4.5.2.2 Verformungen

Die verformte Struktur im Gebrauchszustand (Laststufe 15) ist in Abb. 4.43 dargestellt. Es zeigt sich, dass das gewünschte Verhalten des freigeschnittenen 1/4-Querschnitts durch die gewählten Lagerbedingungen eingestellt werden konnte. Rein qualitativ betrachtet entspricht die verformte Struktur jener des linear elastischen Modells.

Im Bereich der Spannkrafteinleitung wird der gesamte Querschnitt, insbesondere in x-Richtung (Flansch), auseinandergezogen. Dies führt wie im nachfolgenden Unterkapitel 4.5.2.3 dargestellt zur Rissbildung in diesem Bereich.

Betrachtet man die Umgebung der Eckkrisene genauer, zeigt sich die berücksichtigte Nachgiebigkeit der Schubfuge in Form einer geringen Relativverschiebung am freien Querschnittsende.

Vergleich mit der linear elastischen Berechnung

Ausgewertet für eine Belastung von 2,70 MN beträgt die Verformung der linear elastischen Berechnung $0,90 \text{ mm} \cdot 2,70 = 2,43 \text{ mm}$. Obwohl der freigeschnittene 1/4-Querschnitt im Zuge der linear elastischen Berechnung um einen Meter länger modelliert wurde, liegt die maximale Verformung am Ankerkörper unter der Verformung der nichtlinearen Analyse. Dies ist auf das nichtlineare Materialverhalten von Beton, welches in ATENA berücksichtigt wird, zurückzuführen.

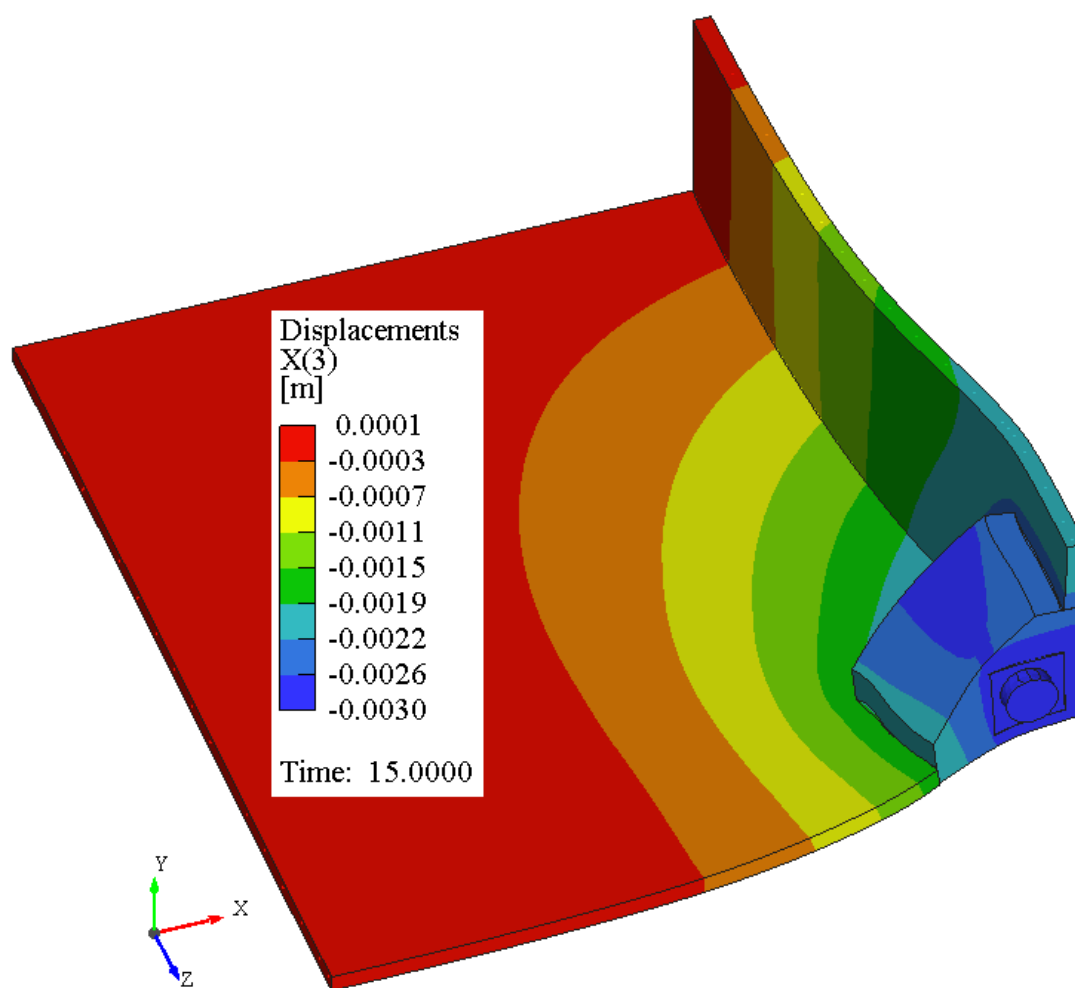
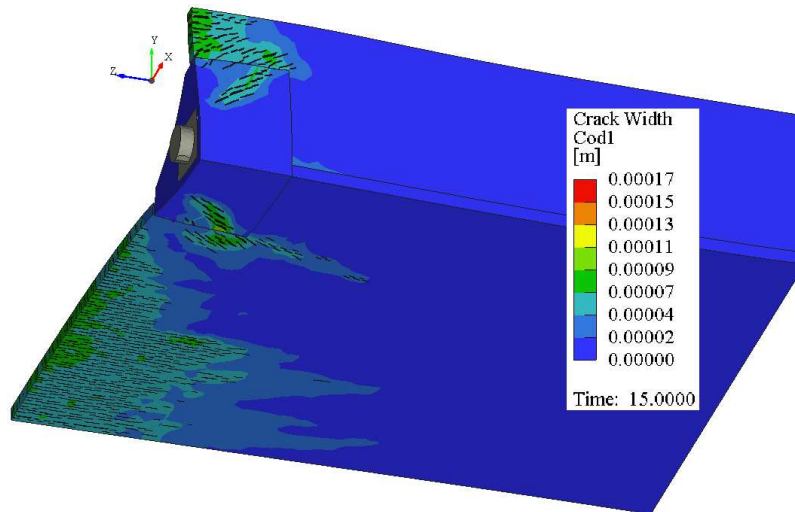


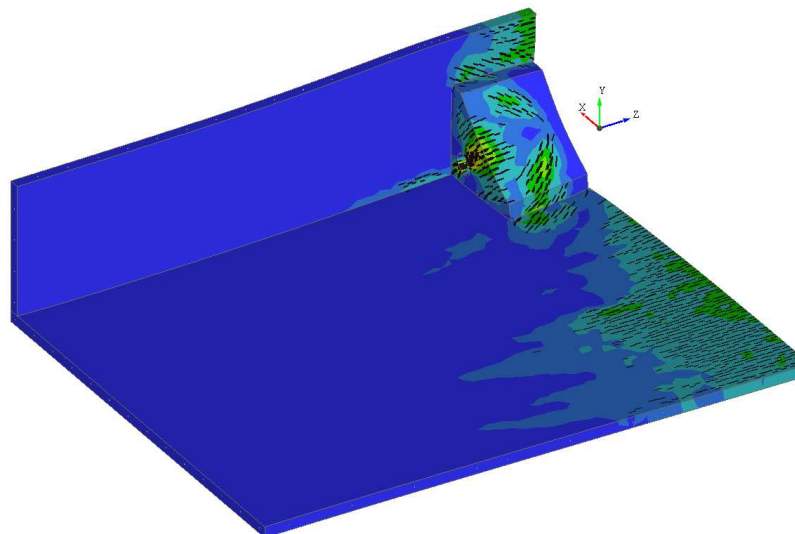
Abb. 4.43: Verformungen in z-Richtung [m] (Laststufe 15, 2,70 MN)

4.5.2.3 Rissbildung (Gebrauchstauglichkeit)

Abbildung 4.44 zeigt die Rissbildung an der Außen- und Innenoberfläche des freigeschnittenen 1/4-Querschnitts im Gebrauchszustand (Laststufe 15).



(a) Außenoberfläche



(b) Innenoberfläche

Abb. 4.44: Rissbreiten [m] (Laststufe 15, 2,70 MN)

Wie bereits aufgrund der verformten Struktur vermutet, treten an den Halbfertigteilen im Bereich der freien Querschnittsenden die meisten Risse auf. Zusätzlich kommt es, wie an der Außenoberfläche (Abb. 4.44a) zu sehen, im Bereich der Schubfugen ebenfalls zu Rissbildungen an den Halbfertigteilen. Die Rissbreiten an Steg und Flansch betragen maximal $w = 0,11 \text{ mm}$.

Die größten Risse bilden sich auf der Lisene im Bereich der unter 45° geneigten Bewehrungsstäbe. Hier kommt es zu Rissen mit einer Breite von $w = 0,17 \text{ mm}$.

Für Bauteile im Brückenbau aus Spannbeton mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund werden lt. Nationalem Anhang zu EC 2 [16] Werte für w_{max} , unter charakteristischer Einwirkung

für Expositionsklassen XA3, XD3 und XF4, von 0,20 mm empfohlen.

Laut der Analyse in ATENA liegen die maximalen Rissbreiten im Bereich von 0,17 mm. Somit können selbst im Bauzustand die Anforderungen lt. EC 2 erfüllt werden. Da die Ecklisenen nur temporär im Bauzustand belastet sind, kann davon ausgegangen werden, dass sich die Risse nach Entlastung verkleinern bzw. schließen.

4.5.2.4 Stahlspannungen

Um die getroffenen Modellannahmen zu überprüfen, werden nachfolgend die Stahlspannungen der unter 45° verlaufenden Zugstreben innerhalb der Lisene untersucht.

Gebrauchsniveau - Laststufe 15

Abbildung 4.45 zeigt die Verläufe der Stahlspannungen für Laststufe 15, welche dem Zeitpunkt vor dem Absetzen der Spannpressen $t=t_0$ entspricht. Die Nummerierung der Ebenen erfolgt in Belastungsrichtung ((-z)-Richtung).

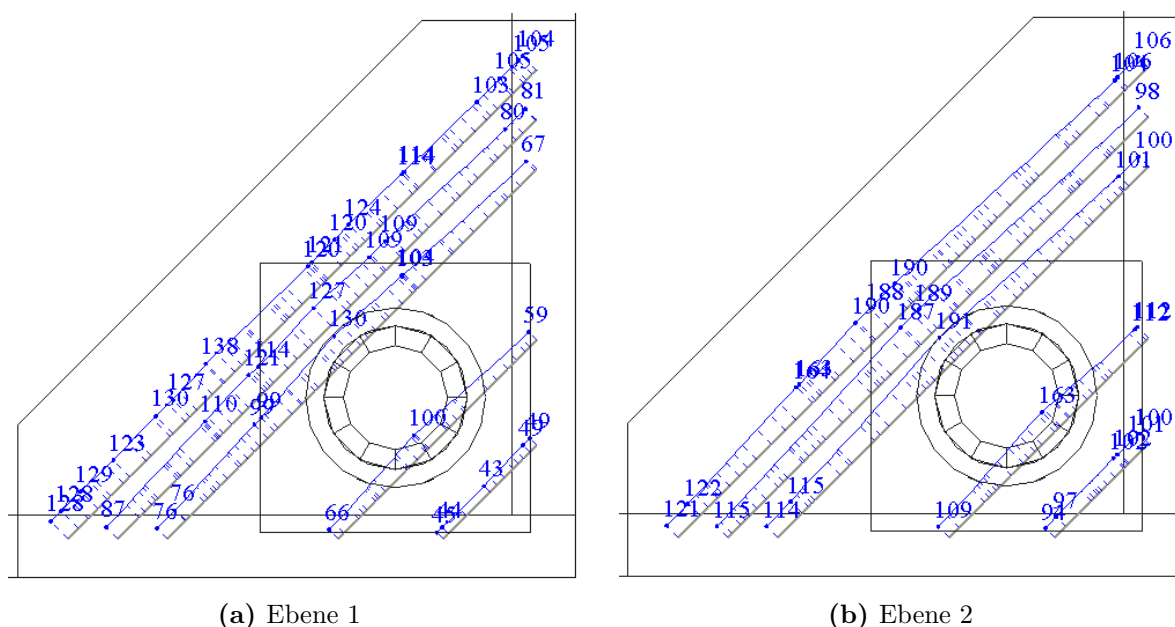


Abb. 4.45: Stahlspannungen σ_{xx} [MPa] (Ansicht (-z)-Richtung, Laststufe 15, 2,70 MN)

Die höchsten Stahlspannungen treten, wie in Abb. 4.45 ersichtlich, in der zweiten Ebene, nahe der Spanngliedtrompete auf. Mit maximal 191 MPa liegen die Spannungen deutlich unter den im Zuge der Stabwerkmodellierung ermittelten Werten.

Betreffend der Endverankerungen ist jedoch Ebene 1 maßgebend. Hier betragen die Stahlspannungen an den im Modell starr verankerten Enden maximal 128 MPa. Ausgewertet für einen Stab $\varnothing 16$ ergibt sich eine Verankerungskraft von $128 \text{ MPa} \cdot 0,000201 \text{ m}^2 = 0,026 \text{ MN}$.

Die maximal aufnehmbare Verankerungskraft der Endverankerung mittels beidseitig aufgeschweißten Stäben $\varnothing 12$ beträgt laut Gleichung (4.53) $2 F_{btd} = 0,054 \text{ MN}$ und ist somit laut der nichtlinearen Berechnung zum Zeitpunkt $t < t_0$ zu 48% ausgenutzt.

Die Endverankerungskräfte, welche sich durch die starre Modellbildung ergeben, können somit mittels der beidseitig aufgeschweißten Querstäbe $2\text{Ø}12$ verankert werden.

Traglast - Laststufe 22

Abbildung 4.45 zeigt die Verläufe der Stahlspannungen für Laststufe 15, welche dem Zeitpunkt vor dem Absetzen der Spannpressen $t=t_0$ entspricht. Die Nummerierung der Ebenen erfolgt in Belastungsrichtung ((-z)-Richtung).

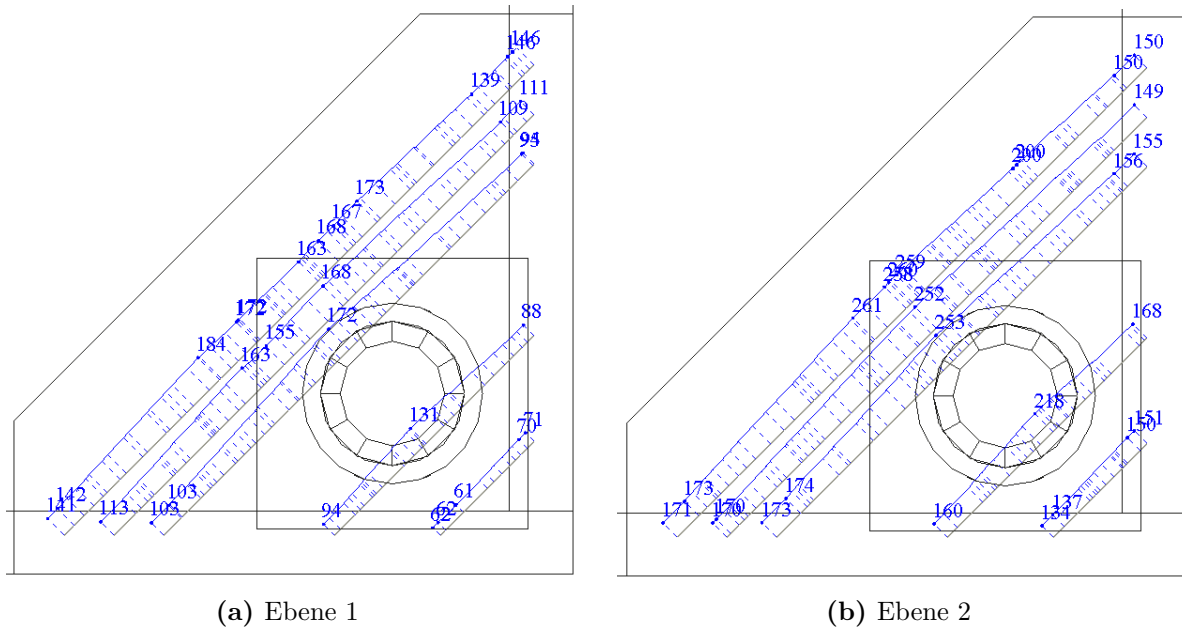


Abb. 4.46: Stahlspannungen σ_{xx} [MPa] (Ansicht (-z)-Richtung, Laststufe 22, 3,32 MN)

Die höchsten Stahlspannungen treten, wie in Abb. 4.46 ersichtlich, in der zweiten Ebene auf. Mit maximal 261 MPa findet selbst beim Erreichen der Traglast kein Fließen der Bewehrungselemente statt.

Betreffend der Endverankerungen ist ebenfalls Ebene 2 maßgebend. Hier betragen die Stahlspannungen an den im Modell starr verankerten Enden maximal 173 MPa. Ausgewertet für einen $\text{Ø}16$ ergibt sich eine Verankerungskraft von $173 \text{ MPa} \cdot 0,000201 \text{ m}^2 = 0,035 \text{ MN}$.

Die maximal aufnehmbare Verankerungskraft der Endverankerung mittels beidseitig aufgeschweißten Stäben $\text{Ø}12$ beträgt laut Gleichung (4.53) $2 F_{bt} = 0,054 \text{ MN}$ und ist somit laut der nichtlinearen Berechnung bei Erreichen der Traglast zu 65% ausgenutzt.

Die Endverankerungskräfte, welche sich durch die starre Modellbildung ergeben, können somit selbst beim Aufbringen der Traglast mittels der beidseitig aufgeschweißten Querstäbe $2\text{Ø}12$ verankert werden.

4.5.2.5 Betonspannungen

Um den Kraftfluss innerhalb der Lisene und dem freigeschnittenen $1/4$ -Querschnitts zu analysieren, wurden, analog zur linear elastischen Modellierung, sechs Schnitte durch den Betonkörper gelegt.

In Abb. 4.47 und 4.48 sind die Spannungsverteilungen (z -Richtung) in den Schnittebenen im Gebrauchszustand (Laststufe 15) dargestellt.

Schnitt 1 (Abb. 4.47a) zeigt eine ungleichmäßige Spannungsverteilung unter der Ankerplatte. Auf der Seite des Flansches erreicht die Druckspannung unter der Ankerplatte ihr Maximum. Ein ähnliches Verhalten lässt sich auch in Schnitt 2 und 3 (Abb. 4.47b, 4.47c) erkennen. Der Flansch dürfte aufgrund seiner größeren Querschnittsfläche und der damit einhergehenden höheren Dehnsteifigkeit mehr Kräfte als der Steg anziehen.

Schnitt 3 (Abb. 4.47c) zeigt trotzdem eine relativ gleichmäßige Pressung der Kontaktfläche. Anders als in den Ergebnissen der linear elastischen Berechnung ist am Ende der Lisene (Schnitt 3) nur ein kleiner Teil des Flansches überdrückt. Dieser Unterschied verdeutlicht das nichtlineare Materialverhalten von Beton, welches in ATENA berücksichtigt wird.

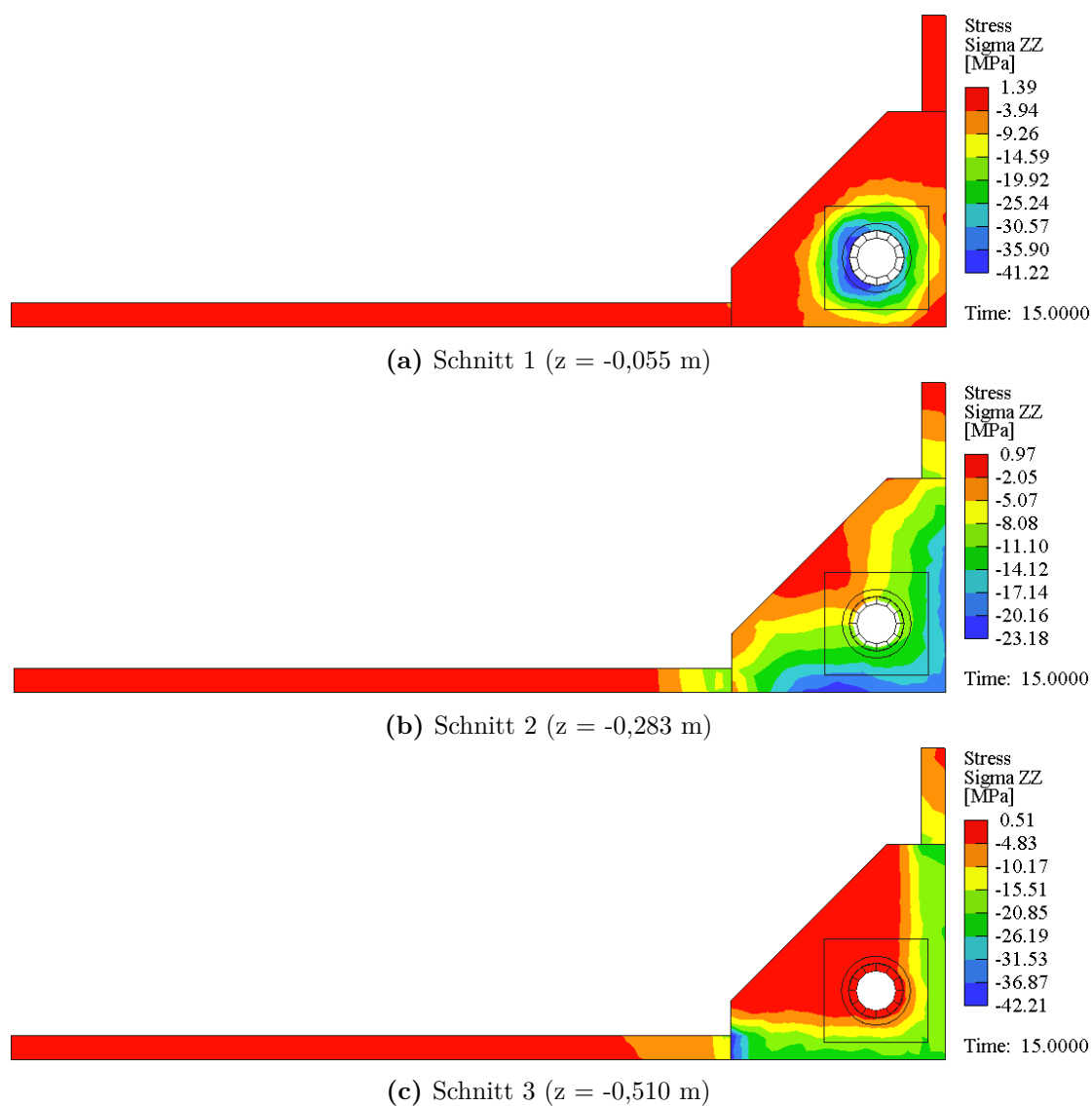


Abb. 4.47: Spannungsverteilung σ_{ZZ} [MPa] (Laststufe 15; 2,70 MN)

Ähnlich der linearen Berechnung zeigt Schnitt 4 (Abb. 4.48a) eine über die Bauteildicke ungleichmäßige Spannungsverteilung 10 mm nach der Kontaktfläche. Dies wird, wie bereits in Abschnitt 4.3 beschrieben, mit der Verformung der Lisene (dem Eindringen der Ankerplatte) zusammenhängen.

Die beiden weiteren Schnitte 5 und 6 (Abb. 4.48b, 4.48c) zeigen die Verteilung der Spannkraft im Querschnitt. Im Vergleich zur linearen Berechnung findet die Ausbreitung deutlich langsamer statt. Dies ist auf den Einfluss des nichtlinearen Materialverhaltens sowie der Nachgiebigkeit der Schubfugen zurückzuführen.

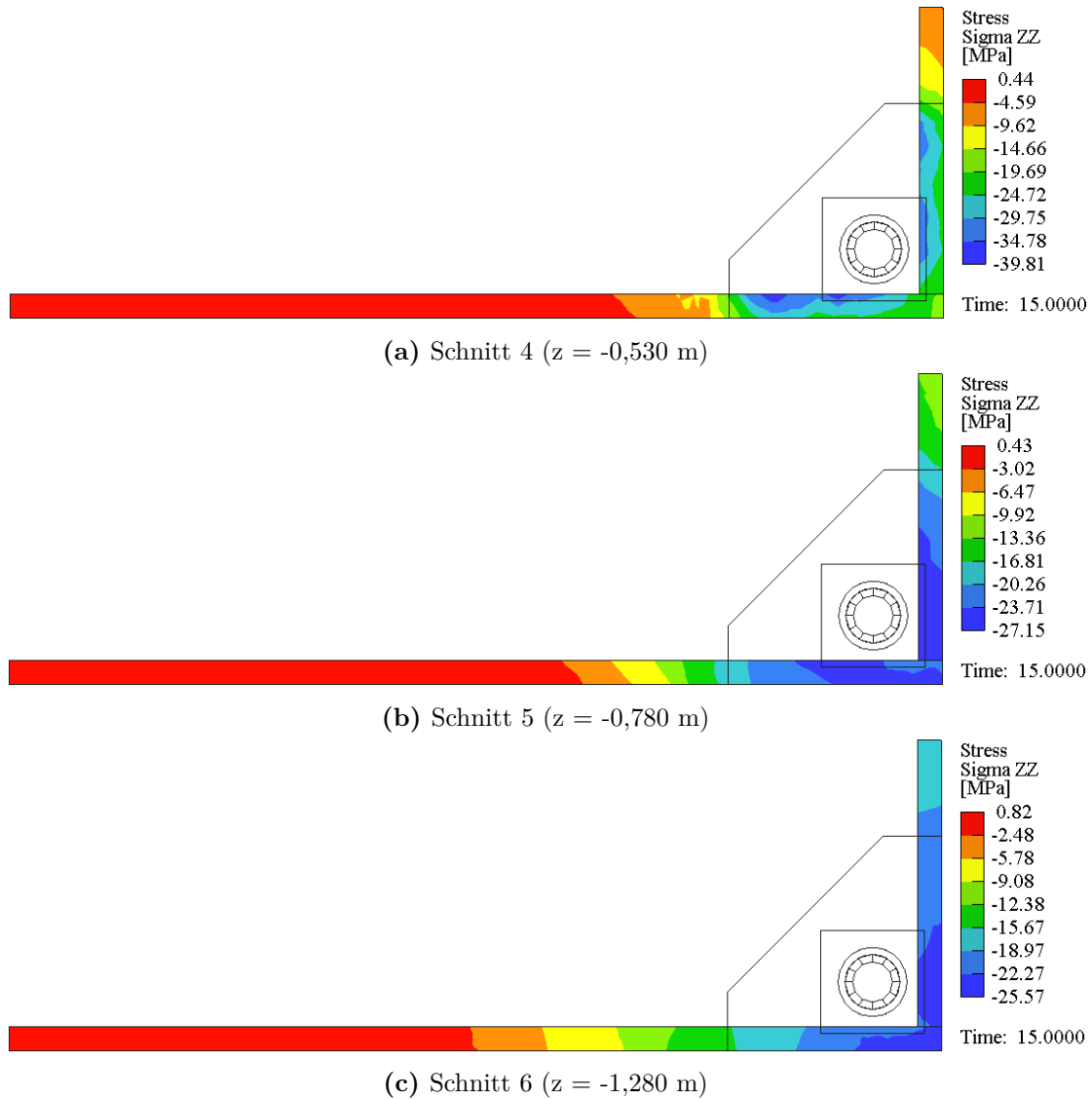


Abb. 4.48: Spannungsverteilung σ_{ZZ} [MPa] (Laststufe 15, 2,70 MN)

4.5.2.6 Lagerreaktionen Flansch und Steg

Mittels zwei Monitoren wurden die Lagerreaktionen in z -Richtung an den Enden von Flansch und Steg gemessen. Diese Monitore wurden zur Kontrolle der am Ankerkörper gemessenen Reaktionskraft verwendet und geben zusätzlich Aufschluss über die Aufteilung der Kräfte auf Flansch und Steg. Da die Modellabmessungen, mit 3,0 m ab der Lisene, relativ kurz gewählt wurden,

war eine gleichmäßige Aufteilung (laut dem Prinzip von Saint Venant [26]) der Spannkraft auf die Bauteile nicht zu erwarten.

Die Querschnittsfläche des freigeschnittenen 1/4-Teils beträgt $A_{1/4QS} = 0,2496 \text{ m}^2$. Das Lager am Flansch deckt 76% und das Lager am Steg deckt die restlichen 24% der Querschnittsfläche ab. In der nachfolgenden Tabelle 4.5 sind die gemessenen Reaktionskräfte in Steg und Flansch zu unterschiedlichen Laststufen dargestellt.

Tab. 4.5: Lagerreaktionen Flansch und Steg

Laststufe	P		u		Flansch Anteil		Steg Anteil	
	[MN]	[mm]	[MN]	[mm]	[MN]	[%]	[MN]	[%]
22	3,32	4,40	2,01		60,39		1,31	39,46
15	2,70	3,00	1,63		60,37		1,07	39,63
3	0,86	0,60	0,56		65,15		0,30	34,83

Beim Erreichen der Traglast (Laststufe 22) und auf Gebrauchsniveau (Laststufe 15) unterscheidet sich die anteilmäßige Aufteilung der Spannkraft auf Flansch und Steg nur geringfügig. Betrachtet man die wesentlich niedrigere Laststufe 3, zeigen sich doch deutliche Unterschiede.

Dies lässt sich dadurch begründen, dass sich das gesamte Modell während Laststufe 3, wie im Kraft-Verschiebungs-Diagramm ersichtlich, linear elastisch verhält (Zustand I) verhält. Der größte Steifigkeitsabfall findet noch vor dem Erreichen des Gebrauchsniveaus statt, danach zeigt sich ein leicht unterlineares Verhalten.

4.5.2.7 Schubspannungsübertragung in den Anschlussfugen

Um die Modellbildung der Schubfugen zu überprüfen, wurden Monitore in beiden Schenkeln der L-förmigen Kontaktfläche gesetzt. Die Monitore messen die durchschnittliche Kontaktspannung in den Knotenpunkten. Somit kann bestimmt werden welche Belastungsanteile durch die Kontaktfläche und die Schubfugen abgetragen werden. Da die gemessenen Werte nicht den exakten Spannungsverlauf zwischen den Knotenpunkten berücksichtigen, wird dies lediglich als größenordnungsmäßige Kontrolle der Modellannahmen herangezogen.

Beim Erreichen der Traglast (Laststufe 22; 3,32 MN) wurde in den Monitoren der Kontaktfläche eine mittlere Druckspannung von 33,50 MPa gemessen. Dies bedeutet, es werden über die Kontaktfläche $33,50 \text{ MPa} \cdot A_{\text{Kontakt}} \approx 2,75 \text{ MN}$ übertragen. Die restlichen $3,32 \text{ MN} - 2,75 \text{ MN} = 0,57 \text{ MN}$ müssen von den Schubfugen aufgenommen werden. Ohne Berücksichtigung von Druckkräften σ_n können über die Schubfugen (Kategorie Rau lt. EC 2 [18] + 5Ø12 je Fuge), wie bereits in Abschnitt 4.4 ermittelt, $2 \cdot V_{Rd,Rau} = 0,435 \text{ MN}$ übertragen werden.

Da jedoch mittlere Druckspannungen von bis zu 3,00 MPa in den Schubfugen gemessen wurden, wird die Schubtragfähigkeit lt. EC 2 [18] angehoben und stimmt somit mit den in ATENA zum Zeitpunkt des Versagens gemessenen Schubkräften größenordnungsmäßig gut überein.

4.5.3 Zusammenfassung

Aufbauend auf den erarbeiteten Grundlagen wurde die entworfene Ecklisene, eingebettet in einem freigeschnittenen 1/4-Querschnitt, nachgebildet. Die Modellannahmen basieren zwar auf einem doppelsymmetrischen Kastenquerschnitt, können aber das Tragverhalten der Ecklisene ausreichend genau beschreiben.

Im Zuge der nichtlinearen FE-Analyse konnte die Tragfähigkeit des Modells zu 3,32 MN bestimmt werden. Zum Zeitpunkt vor dem Absetzen der Spannpressen ($t < t_0$) ist die berechnete Tragfähigkeit somit zu 81% ausgenutzt. Umgekehrt betrachtet ergibt sich ein Sicherheitsfaktor von 1,23 für die Spannkraft $P_{erf(t < t_0)}$.

Im Vergleich dazu, wurde die Tragfähigkeit der Konstruktion durch den Einsatz von Stabwerkmodellen (Abschnitt 4.4) zu 3,12 MN bestimmt werden. Maßgebend dafür war jedoch die Tragfähigkeit der angrenzenden Halbfertigteile und nicht die Lisene selbst. Da im Zuge der nichtlinearen Analyse die Tragfähigkeit ebenfalls durch die angrenzenden Bauteile begrenzt wurde fällt der Unterschied zwischen den beiden Methoden mit relativ gering aus.

Die Auswertung der Rissbreiten im Gebrauchszustand konnte mit maximal 0,17 mm an der Lisene und 0,11 mm an den Halbfertigteilen ebenfalls von der Konstruktion überzeugen. Es können somit im Bauzustand die maximal zulässigen Rissbreiten eingehalten werden. Da die Lisenen jedoch nur temporär, im Zuge der Taktschiebevorgänge beansprucht werden, ist davon auszugehen, dass sich nach der Entlastung ein Großteil der Risse wieder schließt oder zumindest verkleinert.

Um die getroffenen Modellannahmen zu überprüfen, wurden die Stahlspannungen der unter 45°, innerhalb der Lisene, angeordneten Bewehrungsstäbe ausgewertet. Die Stahlspannungen der nichtlinearen Analyse liegen deutlich unter jenen des Stabwerkmodells. Dies liegt daran, dass Stabwerkmodelle die Schub- und Zugfestigkeit von Beton vernachlässigen und somit eine untere Schranke der Tragfähigkeit darstellen. Zusätzlich wurden die Endverankerungen mittels der beidseitig aufgeschweißten Querstäbe untersucht. Selbst beim Aufbringen der Traglast ist laut der nichtlinearen Analyse die Verankerung gewährleistet.

Des Weiteren zeigen die Untersuchungen, dass die Flansch-Kontaktfläche etwas mehr Kräfte als die gleich große Steg-Kontaktfläche aufnimmt. Dieser Sachverhalt kann auf die größere Dehnsteifigkeit des Flansches aufgrund der größeren mitwirkenden Querschnittsfläche zurückgeführt werden.

Abschließend ist anzumerken, dass die Schubfugen, entgegen den Entwurfsannahmen, im Mittel leicht überdrückt sind und somit größere Kräfte als erwartet übertragen. Die Entwurfsannahmen können das Tragverhalten jedoch hinreichend genau beschreiben.

Kapitel 5

Zusammenfassung und Ausblick

Durch die Entwicklung der Segmentbauweise für Betonbrücken gelangte die Vorspannung mittels externer Spannglieder rasch zu großer Bedeutung. Die Verankerungspunkte und Umlenksättel, welche die Kräfte der externen Spannglieder in den Betonquerschnitt übertragen, erfordern ein besonderes Augenmerk des entwerfenden Ingenieurs. Es werden große Kräfte punktuell in Stege, Boden- und Fahrbahnplatten von Brückentragwerken eingeleitet. Klassische Verankerungskonstruktionen, wie Lisenen und Ecklisenen, beanspruchen die angrenzenden Bauteile als Schalen. Ein Großteil der durch die exzentrisch angreifenden Kräfte hervorgerufenen Momente wird, wenn möglich, durch Scheibenbeanspruchung abgetragen. Aufgrund der meist dickwandigen Ausführung wird jedoch ein nicht vernachlässigbarer Anteil über Plattenbiegung in den Querschnitt eingeleitet. Um unkontrollierte Rissbildung zu vermeiden und trotzdem eine wirtschaftliche Lösung sicherzustellen, sind genaue Kenntnisse der Kraftabtragung und erprobte Bemessungsmodelle erforderlich.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es eine Verankerungskonstruktion für die im Bauzustand externen Spannglieder, des am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien entwickelten Brückenbauverfahrens, zu konstruieren. Das entwickelte Bauverfahren plant den Einsatz von aus Halbfertigteilen zusammengesetzten Segmenten für konventionelle Bauverfahren wie Taktschieben und Freivorbau. Sobald die zusammengesetzten Segmente das statische System des fertigen Brückentragwerks ergeben, können sie das Gewicht des noch fehlenden Ortbetons abtragen und ergeben in Kombination schließlich die fertige Brücke. Aufgrund der auf ein Minimum reduzierten Wandstärke der entwickelten Halbfertigteile und unter Berücksichtigung eine möglichst gewichtsoptimierte Lösung zu finden, stellte sich die konzentrierte Einleitung von Vorspannkräften als Herausforderung dar.

Um eine Konstruktion zur Verankerung der externen Spannkabeln im vorliegenden Brückenbauverfahren zu entwickeln, war es zunächst erforderlich ein besseres Verständnis für die Kraftabtragung und Wirkungsweise konventioneller Verankerungspunkte für interne wie externe Spannglieder zu entwickeln. Dazu wurde eine Literaturstudie durchgeführt, welche relevante Grundlagen, bereits vorhandene Bemessungsmodelle und Ausführungsvarianten zusammenfasst. Aufbauend auf den dadurch gewonnenen Erkenntnissen konnte eine Ecklisene für den Einsatz im entwickelten Brückenbauverfahren entworfen werden. Einerseits muss die Lisene in die vorgefertigten Elemente einfach integriert werden können, andererseits ist es erforderlich die eingeschränkten Lastabtragungsmechanismen der dünnen Halbfertigteile zu berücksichtigen.

Die entwickelte Konstruktionsmethode sieht vor, die Lisene bereits im Fertigteilwerk mit dem Steg zu verbinden. Beim Zusammensetzen der Bauteile zum fertigen Kastenquerschnitt ist der Einsatz von Vergussmörtel erforderlich, welcher Lisene und Flansch kraftschlüssig verbindet. Der Einsatz von Vergussmörtel in Kombination mit den Halbfertigteilen wird momentan in einem Versuchsprogramm des Instituts für Tragkonstruktionen der TU-Wien untersucht. Um die eingeschränkten Lastabtragungsmechanismen der schlanken Halbfertigteile zu berücksichtigen,

wurde ein Modell entworfen, welches die exzentrisch angreifenden Spannkraften ausschließlich über Scheibenbeanspruchung in die angrenzenden Bauteile einleitet. Das erdachte Modellverhalten wurde anschließend mittels einer linear elastischen Berechnung im FE-Programm Dlubal-RFEM untersucht. Die getroffenen Annahmen konnten bestätigt werden.

Darauf aufbauend wurden Stabwerkmodelle zur Bemessung der Ecklisene entwickelt. Es wurden unterschiedliche Verankerungselemente (Ankerplatte versus Ankertromplatte) und deren Auswirkungen untersucht. Zusätzlich wurde die entworfene Konstruktion mittels einer Software zur nichtlinearen Analyse von Beton- und Stahlbetonstrukturen nachgebildet und berechnet. Die nichtlineare Analyse, welche mittels ATENA durchgeführt wurde, konnte sämtliche Anforderungen betreffend Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllen.

Entsprechend dem Entwurf teilt die Ecklisene die einzuleitende Vorspannkraft annähernd gleichmäßig auf Flansch und Steg auf. Damit sich die punktuell eingeleitete Kraft allmählich im Querschnitt verteilen kann, ist es erforderlich 25% davon über die Verbindung der Halbfertigteile in Längsrichtung zu übertragen. Da zum Zeitpunkt des Verfassens der Arbeit keine näheren Informationen über die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung vorlagen, konnte dieser Sachverhalt nicht näher untersucht werden. Es wurde davon ausgegangen, dass die Schubkräfte übertragen werden können. Sollte dies nicht der Fall sein, muss die entworfene Ecklisene überarbeitet werden. Durch die Adaptierung der Geometrie könnte eine andere Kraftaufteilung auf Steg und Flansch ermöglicht werden.

Um die entworfene Ecklisene für ein mögliches Ausführungsprojekt weiter zu entwickeln, müssen die Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften der Verbindungen zwischen den Halbfertigteilen in Längsrichtung vorliegen. Um die nichtlineare Analyse insbesondere in Bezug auf die Knotenpunkte zu überprüfen, ist zusätzlich ein Versuchsprogramm zu empfehlen. Andernfalls sollten die Knotenpunkte entsprechend der diskutierten Maßnahmen gelöst werden.

Literaturverzeichnis

- [1] E. K. Borer. „EXTERNE VORSPANNUNG, Theoretische und experimentelle Untersuchung von Feldumlenkstellen (Feldlisenen) bei externer Vorspannung in Hohlkastenbrücken“. Dissertation. Technische Universität Dresden, 2009.
- [2] *Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen – Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr: Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern*. Dortmund: Verkehrsblatt-Verlag, Juli 1999.
- [3] J. Eibl. *Externe Vorspannung und Segmentbauweise*. Berlin: Ernst & Sohn, 1998. ISBN: 3-433-01783-2.
- [4] J. Eibl und K. Kreuser. *Experimentelle Untersuchungen von Verankerungen bei externer Vorspannung*. Forschung Straßenbau und Straßenvehrstechnik, Heft 810, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn, 2001.
- [5] *Europäische Technische Zulassung ETA-07/0168, BBR VT CONA CME (Externes Spannverfahren)*. Schweiz: Schwerzenbach, 2012.
- [6] *Europäische Technische Zulassung ETA-09/0287, BBR VT CONA CMI SP (Internes Spannverfahren mit 01 bis 61 Litzen)*. Schweiz: Schwerzenbach, 2013.
- [7] K. Hausleitner. „Bypass - Brücken zur Voestbrücke über die Donau - Entwurf einer Betonbrücke unter Verwendung von dünnwandigen Fertigteilen“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2014.
- [8] J. Hegger und J. U. Neuser. *Verankerung externer Spannglieder an Eckkonsolen*. Forschung Straßenbau und Straßenvehrstechnik, Heft 845, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn, 2002.
- [9] J. Hegger und J. U. Neuser. „Zur Verankerung externer Spannglieder an Eckkonsolen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 10 8* (2002), S. 522–529.
- [10] E. Hoek und J. W. Bray. *Rock Slope Engineering*. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1981.
- [11] J. Kollegger. *Skriptum zur Betonbau Vorlesung*. 7. Aufl. Technische Universität Wien: Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau, 2014.
- [12] J. Kollegger, S. Fasching und S. Maier. *Building box girder bridges using thin-walled pre-fabricated elements*. Wien: Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau der Technischen Universität Wien, 2018.
- [13] F. Leonhardt. *Prestressed Concrete Design and Construction*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1964.
- [14] C. Marchão, V. Lúcio und H. R. Ganz. *Optimization of anchorage corner blisters for posttensioning tendons*. Civil Engineering Department, Faculty of Sciences & Technology, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal: International Federation for Structural Concrete, 2016.

- [15] J. U. Neuser. „Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung“. Dissertation. Technische Hochschule Aachen, 2003.
- [16] ÖNORM B 1992-2:2014 09 01: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2014.
- [17] ÖNORM EN 1992-2:2012 03 01: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2012.
- [18] ÖNORM EN 1992-2:2015 02 15: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2015.
- [19] W. Podolny. „The Cause of Cracking in Post-Tensioned Concrete Box Grider Bridges and Retrofit Procedures“. In: *Journal of the Prestressed Concrete Institute* 57 (1985), S. 82–139.
- [20] D. Pryl und J. Červenka. *ATENA Program Documentation Part 11, Troubleshooting Manual*. Prague: Červenka Consulting, www.cervenka.cz, 2018.
- [21] S. Reichenbach. „Anwendungsgebiete für dünnwandige Betonfertigteile: Von integralen Brücken mit kurzen und mittleren Spannweiten zu Mehrfeldbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2019.
- [22] D. M. Rogowsky und P. Marti. „Detailing for Post-Tensioning“. In: *3 VSL REPORT SERIES* 30 (1992), S. 19–49.
- [23] W. Rossner und C.-A. Graubner. *Spannbetonbauwerke - Teil 4: Bemessungsbeispiele nach Eurocode 2*. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG., 2012.
- [24] D. Wimmer. „Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2016.
- [25] G. Wollmann, M. Kreger, C. Roberts-Wollmann und J. Breen. *External tendon anchorage in diaphragms and intermediate slab blisters*. Frankreich, 1993.
- [26] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. 2. Aufl. München: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2009. ISBN: 978-3-540-70637-3.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Fertig zusammengesetztes Segment des neuen Brückenbauverfahrens, hergestellt aus dünnwandigen vorgefertigten Elementen, Querrahmen aus Stahlträgern, einschließlich aller Hüllrohre und Bewehrungszulagen für den Endzustand [12]	11
2.1	Konzentrierte Krafteinleitung am Ende eines Bauteils [11]	14
2.2	Konzentrierte Krafteinleitung innerhalb eines Bauteils	14
	a Deformationen qualitativ [22]	14
	b Beispiel Kastenquerschnitt [19]	14
2.3	Typen von Verankerungselementen in Hohlkästen [3]	15
2.4	Geometrie einer Verankerungstasche [22]	16
2.5	Ausführungsvarianten von Lisenen bei interner Spanngliedführung	17
	a Ecklisene aus einem Forschungsprojekt, Längsschnitt (oben), Querschnitt (unten) [14]	17
	b Ecklisene der Westlichen Brücke des Storebaelt Projekts in Dänemark, Horizontalschnitt (oben), Vertikalschnitt (unten) [22]	17
2.6	Bewehrungsführung einer Ecklisene aus einem Forschungsprojekt [4]	18
	a Querschnitt	18
	b Längsschnitt	18
2.7	Geometrie und Bewehrung einer Ecklisene mit Stegabstützung [3]	18
	a Geometrie	18
	b Bewehrung	18
2.8	Versuchskörper und dazugehörige Stabwerkmodelle Modell I [14]	19
	a Geometrie des Versuchskörpers	19
	b Ausführung C30/37 (oben), Ausführung HPFRC (unten)	19
2.9	Räumliches Stabwerkmodell Modell II [22]	20
2.10	Geometrie und dazugehöriges Stabwerkmodell der Ecklisene Modell III [22] .	21
	a Vereinfachte Geometrie	21
	b Horizontalschnitt (oben), Vertikalschnitt (unten)	21
2.11	Stabwerkmodell einer Verankerungstasche Modell IV [22]	21
2.12	Stabwerkmodell zur Lasteinleitung in die Bodenplatte Modell V [1]	22
	a Stabwerkmodell	22
	b Ersatzkräftepaar	22
2.13	Räumliches Stabwerkmodell mit Rahmenwirkung Modell VI [8]	22
2.14	Querschnittsflächen und lineare Normalspannungsverteilung Modell VII [8] .	23
2.15	Stabwerkmodell einer Ecklisene mit Stegabstützung Modell VII [1]	23
	a Anteil Bodenplatte	23
	b Anteil Steg	23
2.16	Stabwerkmodell einer Ecklisene mit doppelter Stegabstützung Modell VIII [3]	24
	a Anteil Bodenplatte	24
	b Anteil Steg	24
2.17	Räumliches Stabwerkmodell einer Ecklisene Modell IX [25]	24

2.18	Bemessungsmodell für Ecklisenen [9]	26
a	Stabwerkmodell Konsole	26
b	Ersatzsystem Plattenbeanspruchung	26
3.1	Beispiel eines klassischen Hohlkastenquerschnitts in Betonbauweise [23]	27
a	Mindestbewehrung	27
b	Querschnittsabmessungen	27
3.2	Deformationen eines klassischen Hohlkastenquerschnitts im Bereich der Krafteinleitung von externen Spanngliedern über eine Ecklisene [15]	28
a	unverformt	28
b	verformt	28
3.3	Querschnitt durch eine klassische Ecklisene [15]	28
3.4	Schematischer Zusammenbau eines Segments aus vorgefertigten Elementen [12] .	29
3.5	Konzept Ecklisene Variante A - Fertigteil	31
a	Lisene mit Anschlussbewehrung	31
b	Lisene und Steg bereits im Werk verbunden	31
c	Flansch mit Anschlussbewehrung	31
d	Fertig zusammengesetzte Bauteile	31
3.6	Konzept Ecklisene Variante B - Ortbeton	32
a	Flansch und Steg mit Anschlussbewehrung	32
b	Lisene in Ortbeton ergänzt	32
4.1	Betonquerschnitt im Bauzustand [m] [12]	34
4.2	Quer- und Längsschnitt der Ecklisene [mm]	41
4.3	Modell der freigeschnittenen Ecklisene inkl. Belastungen [MN], [MN/m ²] und resultierender Auflagerkraft (Rot) [MN]	42
a	Ansicht 1	42
b	Ansicht 2	42
4.4	Globale Verformungen [mm]	43
a	Ansicht 1	43
b	Ansicht 2	43
4.5	Kontaktspannungsverteilung σ_{xx} [MPa]	44
4.6	Spannungsverteilung σ_{xx} [MPa] (Abstand x gemessen von der Ankerplattenoberfläche in Belastungsrichtung)	45
a	Schnitt 1 (x=0,055 m)	45
b	Schnitt 2 (x=0,146 m)	45
c	Schnitt 3 (x=0,237 m)	45
d	Schnitt 4 (x=0,328 m)	45
e	Schnitt 5 (x=0,0419 m)	45
f	Schnitt 6 (x=0,510 m)	45
4.7	Vereinfachtes Gesamtmodell (Belastung [MN], Auflagerreaktionen [MN/m]) . . .	46
4.8	Auflagerreaktionen in x-Richtung am verlängerten Modell [MN/m]	47
4.9	Globale Deformationen [mm]	48
a	Ansicht (-z)-Richtung	48
b	Ansicht y-Richtung	48
4.10	Schubspannungsverteilung in den Fugen	49
a	τ_{xy} [MPa]	49
b	τ_{xz} [MPa]	49

4.11	Spannungsverteilung σ_{xx} [MPa]	50
a	Schnitt 1 ($x = 0,055$ m)	50
b	Schnitt 2 ($x = 0,283$ m)	50
c	Schnitt 3 ($x = 0,510$ m)	50
4.12	Spannungsverteilung σ_{xx} [MPa]	51
a	Schnitt 4 ($x = 0,530$ m)	51
b	Schnitt 5 ($x = 0,780$ m)	51
c	Schnitt 6 ($x = 1,280$ m)	51
4.13	Einwirkungen (blau) und Reaktionskräfte (rot) am vereinfachten Stabwerkmodell	52
4.14	Geometrie des vereinfachten Stabwerkmodells (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)	54
4.15	Vereinfachtes Stabwerkmodell	54
a	Einwirkungen und Reaktionen	54
b	Normalkräfte	54
4.16	Kraftangriffspunkte Ankerplatte [mm]	55
4.17	Geometrie Stabwerkmodell Variante 1 (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)	56
4.18	Stabwerkmodell Variante 1 - Ankerplatte	56
a	Einwirkungen und Reaktionen	56
b	Normalkräfte	56
4.19	Ankertromplatte	58
a	Längsschnitt [5]	58
b	Querschnitt, Kraftangriffspunkte [mm]	58
4.20	Geometrie Stabwerkmodell Variante 2 (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)	59
4.21	Einwirkungen Stabwerkmodell Variante 2 - Ankertromplatte	59
a	Ebene 1	59
b	Ebene 2	59
4.22	Reaktionen und Normalkräfte Stabwerkmodell Variante 2 - Ankertromplatte	60
a	Reaktionen	60
b	Normalkräfte Zugstreben	60
4.23	Normalkräfte Stabwerkmodell Variante 2 - Ankertromplatte	60
a	Druckstreben Ebene 1	60
b	Druckstreben Ebene 2 und 3	60
4.24	Verschweißtes Einbauteil (Blau: Zugstreben lt. Modell)	62
a	Variante 1 - Ankerplatte	62
b	Variante 2 - Ankertromplatte	62
4.25	Bewehrung im lokalen Verankerungsbereich lt. Spanngliedhersteller	64
a	Ankerplatte [6]	64
b	Ankertromplatte [5]	64
4.26	Konstruktive Bewehrungsführung (blau) und Anschlussbewehrung (rot)	64
a	Variante 1 - Ankerplatte [6]	64
b	Variante 2 - Ankertromplatte [5]	64
4.27	Übersicht Knotenpunkte	65
4.28	Druck-Druck-Zugknoten im Vergleich	67
a	Variante 1, Knotenpunkt A [mm]	67
b	Knotenpunkt laut [26]	67
4.29	Verankerungslängen Zugstrebe Nr.3b	69
4.30	Variante 2, Knotenpunkt A	70
4.31	Einflussbereich des rechts unten verlaufenden Spannglieds (Abmessungen in Meter)	72

4.32	Qualitatives Modell zur Verteilung der Vorspannkraft in den Querschnitt (rot: Druckstreben, blau: Zugstreben)	73
4.33	Geometrie Gesamtmodell	76
4.34	Geometrie Ecklisene	76
	a Betonvolumen	76
	b Ankerplatte und Ankerkörper	76
4.35	1D-Bewehrung Halbfertigteile inkl. Zulagen	77
	a Steg	77
	b Flansch	77
4.36	1D-Bewehrung Lisene	77
	a Bewehrung lt. Spanngliedhersteller [6]	77
	b Konstruktive Bewehrung	77
	c Einbauteile Spaltzug	77
4.37	Randbedingungen Gesamtmodell	78
4.38	Grundeinstellungen Beton	79
	a C60/75	79
	b C50/60	79
4.39	Einstellungen betreffend 1D-Bewehrung mit Verbund	80
	a Element Geometry	80
	b Bar with Bond	80
4.40	Einstellungen Interface (Schubfuge)	81
	a Basic	81
	b Miscellaneous	81
4.41	Bewehrungsstäbe zur Schubübertragung	81
4.42	Kraft-Verschiebungs-Diagramm	82
4.43	Verformungen in z-Richtung [m] (Laststufe 15, 2,70 MN)	83
4.44	Rissbreiten [m] (Laststufe 15, 2,70 MN)	84
	a Außenoberfläche	84
	b Innenoberfläche	84
4.45	Stahlspannungen σ_{xx} [MPa] (Ansicht (-z)-Richtung, Laststufe 15, 2,70 MN)	85
	a Ebene 1	85
	b Ebene 2	85
4.46	Stahlspannungen σ_{xx} [MPa] (Ansicht (-z)-Richtung, Laststufe 22, 3,32 MN)	86
	a Ebene 1	86
	b Ebene 2	86
4.47	Spannungsverteilung σ_{ZZ} [MPa] (Laststufe 15; 2,70 MN)	87
	a Schnitt 1 ($z = -0,055$ m)	87
	b Schnitt 2 ($z = -0,283$ m)	87
	c Schnitt 3 ($z = -0,510$ m)	87
4.48	Spannungsverteilung σ_{ZZ} [MPa] (Laststufe 15, 2,70 MN)	88
	a Schnitt 4 ($z = -0,530$ m)	88
	b Schnitt 5 ($z = -0,780$ m)	88
	c Schnitt 6 ($z = -1,280$ m)	88

Tabellenverzeichnis

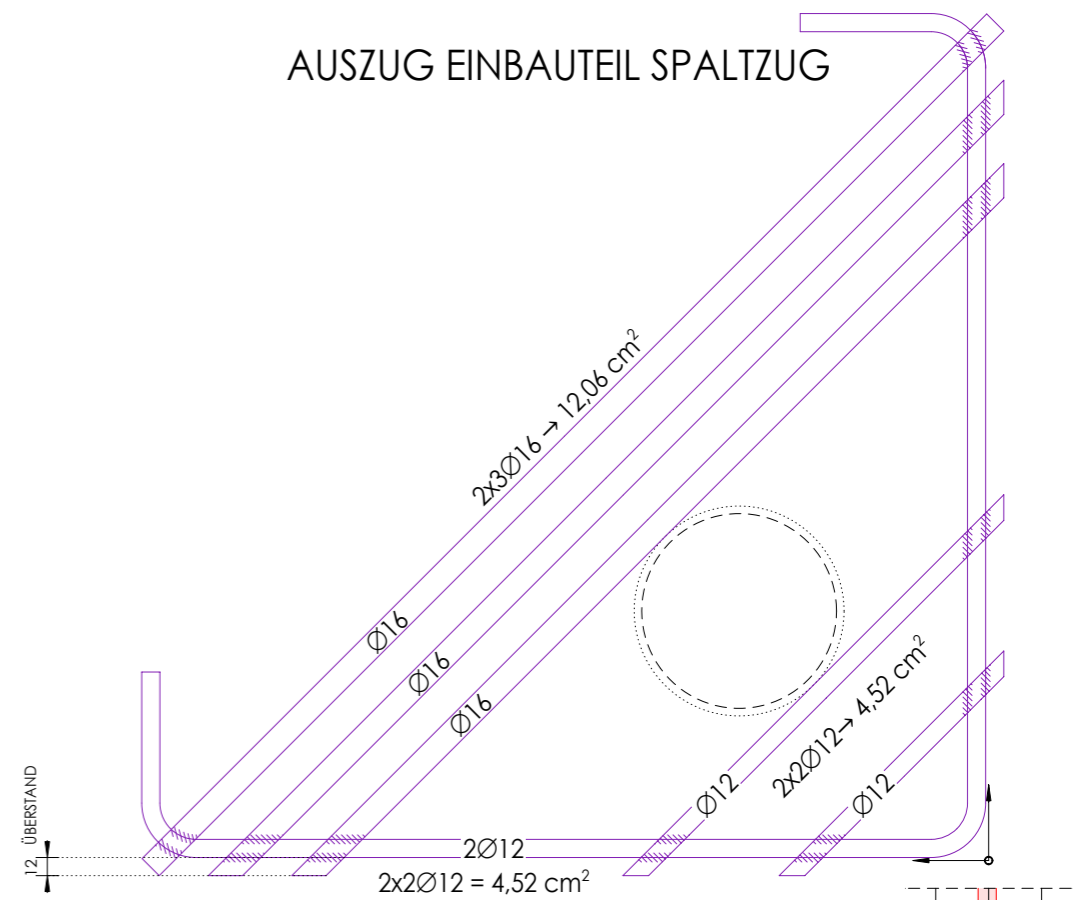
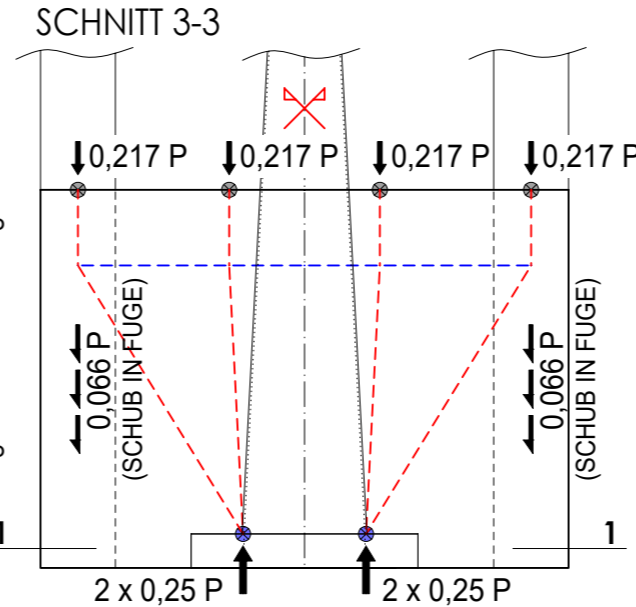
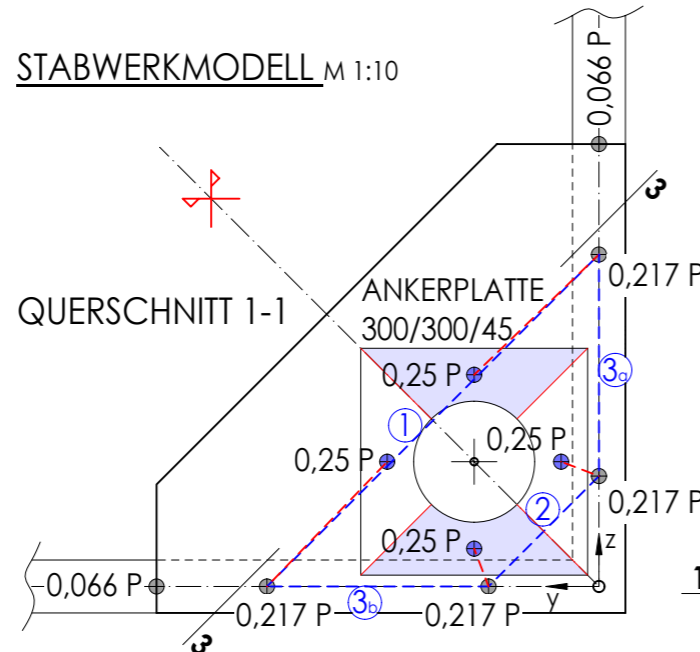
4.1	Bruttoquerschnittswerte	33
4.2	Bemessung der Zugstreben Stabwerkmodell Variante 1	57
4.3	Bemessung der Zugstreben Stabwerkmodell Variante 2	61
4.4	Gegenüberstellung der Stabwerkmodelle in Bezug auf die Zugstreben	74
4.5	Lagerreaktionen Flansch und Steg	89



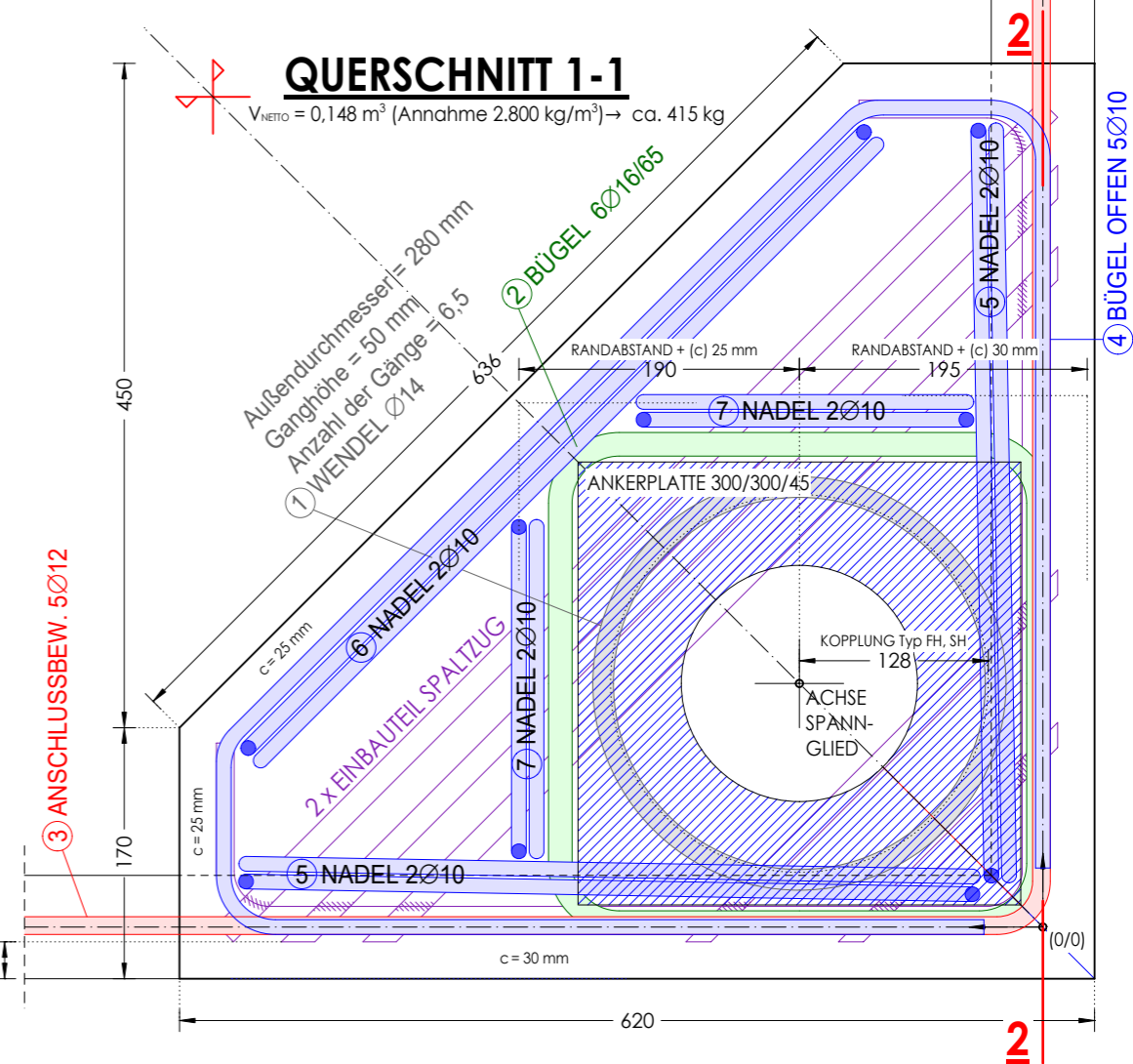
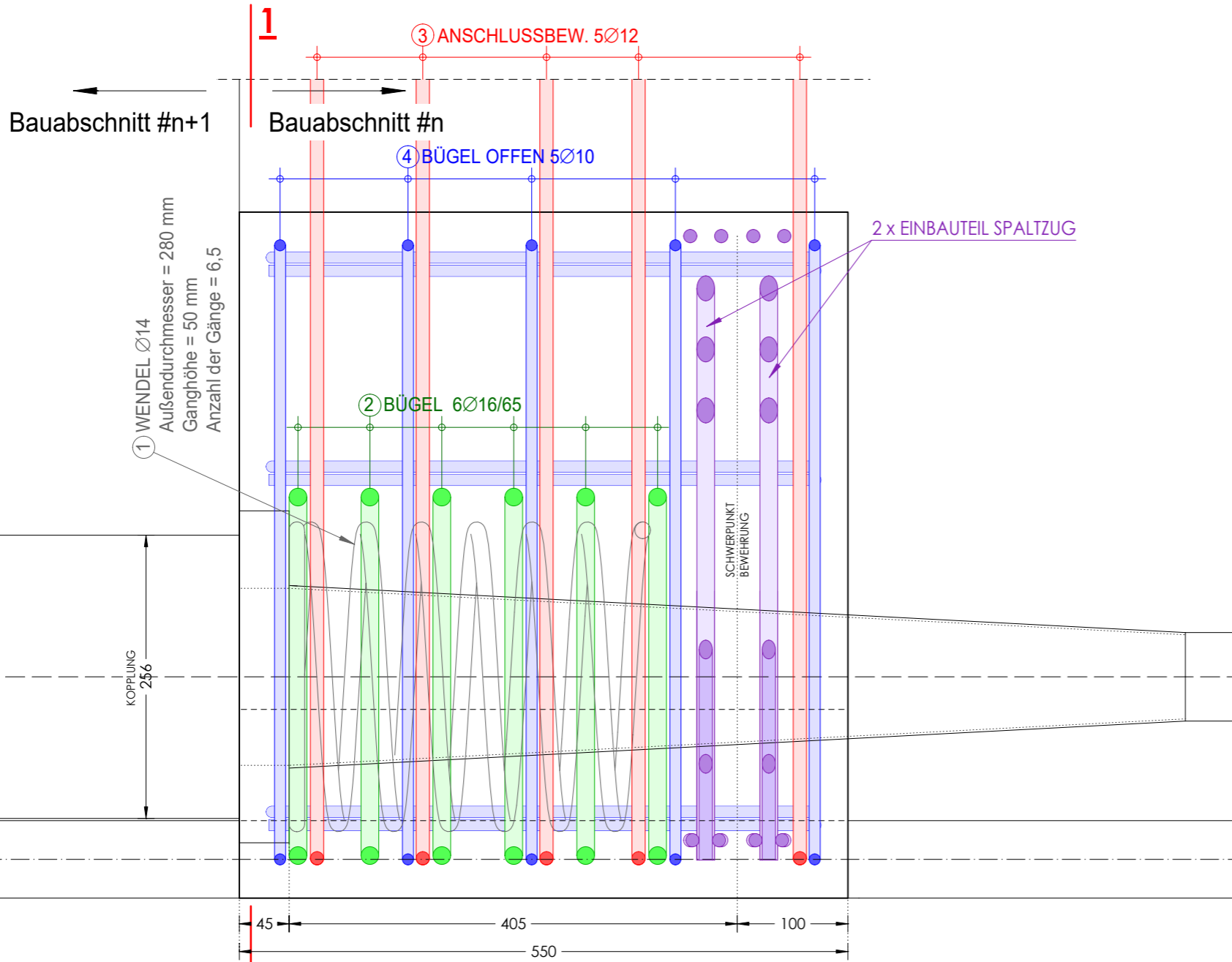
Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar.
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Anhang A

Konstruktionsübersicht



LÄNGSSCHNITT 2-2



1 AUS KONSTRUKTIVEN GRÜNDEN (BEWEHRUNG) MUSS DIE LISENE UM 30 mm GEGENÜBER DEM ENTWURF VERLÄNGERT WERDEN!

BETON: LISENE C60/75, HALBFERTIGTEILE C50/60
BETONSTAHL: 550B; c = 30 mm (Lokal und Innen 25 mm)

ENTWURF ECKLISENE VARIANTE 1 - ANKERPLATTE
MASSSTAB 1:5 (1:10) DOMINIK SPLITEK 2019

