

Diploma Thesis

# Analyses of selected topics for the application of the SCSC plate as a slab bridge

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

---

Diplomarbeit

## Ausgewählte Detailanalysen zur Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke

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

von

**Stephan Lorenz, BSc**

Matr.Nr.: 01325097

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Josef Fink**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Patrik Takács**

Institut für Tragkonstruktionen  
Forschungsbereich Stahlbau  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/212, 1040 Wien, Österreich

Wien, im April 2021

---



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

# Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen bedanken, die mich beim Erstellen dieser Arbeit unterstützt haben und auf meinen Weg durchs Studium begleitet haben.

Mein Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink für die Betreuung dieser Arbeit und dafür, dass er durch seine Art und Weise wie er das Thema Stahlbau in seinen Vorlesungen vermittelt, mein Interesse und meine Begeisterung dafür geweckt hat.

Des Weiteren möchte ich mich herzlich bei meinem Zweitbetreuer Herrn Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Patrik Takács bedanken, der mit seinem fachlichen Wissen und seiner konstruktiven Kritik wesentlich an dieser Arbeit beteiligt war. Vielen Dank auch für die unkomplizierten und oft spontanen digitalen Besprechungen und die anregenden Gespräche und Diskussionen.

Besonderer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Alfred Hüngsberg, auf dessen Anregung hin das Thema dieser Diplomarbeit gewählt wurde und, welcher immer mit Rat und Tat zur Seite stand. Zudem möchte ich seinem Team des Fachbereichs Brückenbau der ÖBB Infrastruktur AG sehr herzlich für das Bereitstellen zahlreicher Unterlagen und für deren fachliche Expertise danken.

Ein großes Dankeschön auch an Herrn Ing. Josef Beiglböck für die stets rasche Hilfe und Problemlösungen mit den Berechnungen in ABAQUS und der Anwendung des VSC-4.

Natürlich möchte ich an dieser Stelle auch meiner Familie und meiner Freundin danken, die mich stets unterstützen wo sie nur konnten.

Zu guter Letzt möchte ich meinen Kollegen und guten Freund Lukas hervorheben, mit dem selbst stundenlange Lernsessions bis früh in den Morgen Spaß gemacht haben und dank dem dieses Studium eine wahre Freude war.



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

Bei der *Steel-Concrete-Steel-Composite* (SCSC) Platte handelt es sich um eine sehr schlanke Verbundplatte, welche für den Einsatz im Eisenbahnbrückenbau entwickelt wurde. Die bisherigen Forschungen behandelten deren Einsatz als Fahrbahnplatte für Trogbauwerke. In dieser Arbeit wird die Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücken für Eisenbahnbrücken mit kurzen Spannweiten untersucht. Die Platte wirkt dabei als alleiniges Tragelement in Längsrichtung. Ziel der Arbeit ist es die Grundlagen für ihre Anwendung zu schaffen. Dafür werden konstruktive Details ausgearbeitet und untersucht. Zudem wird das Tragverhalten der Platte mit der Methode der Finiten Elemente analysiert.

Für kleine Stützweitenbereich bis 25 m, stellt die Verwendung von Grobblechen als Fahrbahnplatte das absolute Minimum an Konstruktionshöhe dar. Da diese jedoch wesentliche Nachteile mit sich bringen, wurde die SCSC-Platte als wirtschaftliche Alternative dazu entwickelt.

Das System SCSC-Plattenbrücke wird in dieser Arbeit in Anlehnung an die ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken erarbeitet. Diese bildet den Ausgangspunkt und die Motivation für die Entwicklung der SCSC-Plattenbrücke. Zudem werden konstruktive Überlegungen zur Plattengeometrie, der Ausbildung der Randbereiche und zur Lagerung der Platte ausgearbeitet. Außerdem werden verschiedene Anwendungsgebiete vorgestellt und der Nutzen der SCSC-Plattenbrücke veranschaulicht.

Unter Verwendung der Methode der Finiten Elemente werden die konstruktiven Details im Zuge von zwei Parameterstudien analysiert und das Tragverhalten der Platte erforscht. Für die Untersuchung des Randbereiches werden fünf Varianten ausgearbeitet, wobei zwei davon näher untersucht werden. Es zeigt sich, dass beide Ausführungen geeignet sind. Ihr Einfluss auf das Tragverhalten spielt eine untergeordnete Rolle. Es ergeben sich keine negativen Effekte aus der konstruktiven Ausbildung des Randbereiches.

In der zweiten Parameterstudie wird der Einfluss der Dübelaussteilung auf Tragverhalten der Platten untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass es sowohl für das Tragverhalten in Querrichtung als auch für die Längstragwirkung entscheidend ist, welche Dübelleiste am Deckblech und, welche am Bodenblech angeschweißt ist. Das Verhalten der Platte in Querrichtung kann durch ein Fachwerkmodell, ähnlich zu dem eines Stahlbetonträgers, abgebildet werden. Jedoch kann sich aufgrund der Konstruktion der Platte nicht überall eine Druckstrebe ausbilden. Dieser Umstand wirkt sich auf die Schubsteifigkeit in Längsrichtung und den prinzipiellen Tragmechanismus der Platte aus. Zudem entstehen vereinzelt „Knicke“ in Feldmitte der Platte, wodurch die dort situierten Betondübel reißen.

Neben den Parameterstudien wird die Ermüdung des Lochdübelrandes untersucht, da sich dieser in vorausgegangenen Forschungen als kritisch für die Lebensdauer der SCSC-Platte herausgestellt hat. Anhand von Wöhlerlinien, welche von Takács mit Hilfe des Kerbdehnungskonzeptes, speziell für den Lochdübelrand der SCSC-Platte erstellt wurden, kann die erforderliche Schwingspielzahl bis zum Anriss, für die SCSC-Plattenbrücke nachgewiesen werden.



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

# Abstract

The *steel-concrete-steel-composite* (SCSC) slab is a very slender composite slab developed for use in railway bridge construction. The previous research dealt with its use as a deck slab for trough bridges. In this diploma thesis, the application of the SCSC plate as a slab bridge for railway bridges with short spans is investigated. The slab acts as the sole load-bearing element in the longitudinal direction. The aim of this thesis is to establish the foundation for its application. For this purpose, constructive details are worked out and investigated. In addition, the load-bearing behaviour of the slab is analysed using the finite element method.

For small spans of up to 25 m, the use of heavy plates as deck slabs represents the absolute minimum construction height. However, as they have significant disadvantages, the SCSC slab was developed as an economical alternative to them. In this thesis, the SCSC slab bridge system is developed based on the heavy plates regulation from the ÖBB. This regulation forms the starting point and motivation for the development of the SCSC slab bridge. In addition, constructive considerations for the plate geometry, the design of the edge areas and the bearing of the plate are elaborated. Moreover, various application areas are presented and the benefits of the SCSC slab bridge are illustrated.

Using the finite element method, the structural details are analysed in the course of two parameter studies and the load-bearing behaviour of the slab is explored. For the investigation of the edge area, five variants are elaborated, two of them are investigated in more detail. It is shown that both designs are suitable. Their influence on the load-bearing behaviour plays a subordinate role. No negative effects result from the constructive design of the edge area.

In the second parameter study, the influence of the dowel distribution on the load-bearing behaviour of the slab is investigated. The results show that it is decisive for the load-bearing behaviour in the transverse direction as well as for the longitudinal load-bearing effect which dowel bar is welded to the cover plate and which to the bottom plate. The behaviour of the slab in the transverse direction can be represented by a truss model similar to that of a reinforced concrete beam. However, due to the construction of the slab, a compression strut cannot form everywhere. This circumstance affects the shear stiffness in the longitudinal direction and the principal load-bearing mechanism of the slab. In addition, there are occasional „kinks“ in the centre of the slab, which cause the concrete dowels located there to crack.

In addition to the parameter studies, the fatigue behaviour of the perforated shear connectors is investigated, as this has been shown in previous research to be critical for the service life of the SCSC plate. On the basis of Wöhler curves, which were especially created for the perforated shear connectors of the SCSC plate, by Takács using the local strain-life method, the bearable number of load cycles till crack initiation can be verified for the SCSC slab bridge.



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

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>10</b>
1.1	Ausgangssituation und Motivation . . . . .	10
1.2	Zielsetzung . . . . .	12
1.3	Aufbau der Arbeit . . . . .	13
<b>2</b>	<b>Grundlagen und Forschung</b>	<b>14</b>
2.1	Grobblechbrücken . . . . .	14
2.1.1	Regelplanung - Trogbrücken . . . . .	14
2.1.2	Regelplanung - Grobblechbrücken . . . . .	15
2.2	Die SCSC-Platte . . . . .	18
2.3	Vorausgegangene Forschungen . . . . .	20
2.3.1	Dissertation Herrmann . . . . .	20
2.3.2	Forschungsprojekt Steuerer (VIF 2012) . . . . .	21
2.3.3	Dissertation Takács . . . . .	22
2.4	Festlegungen . . . . .	23
<b>3</b>	<b>Die Anwendung der SCSC-Platte als alleiniges Tragelement in Längsrichtung</b>	<b>26</b>
3.1	Die SCSC-Plattenbrücke . . . . .	26
3.2	Anwendungsgebiete und Nutzen . . . . .	27
<b>4</b>	<b>Konstruktive Überlegungen als Grundlage zur Modellierung in ABAQUS</b>	<b>31</b>
4.1	Geometrie der Platte . . . . .	31
4.2	Allgemeine Überlegungen zur Lagerung der SCSC-Platte . . . . .	33
4.3	Überlegungen zur konstruktiven Ausbildung der Randbereiche . . . . .	38
4.3.1	Randdübelleiste . . . . .	38
4.3.2	Endplatte . . . . .	44
<b>5</b>	<b>Untersuchungen mit der Finite Elemente Methode</b>	<b>46</b>
5.1	Ziel der Simulationen . . . . .	46
5.2	Modellbeschreibung . . . . .	46
5.2.1	Aufbau der Modelle . . . . .	47
5.2.2	Materialmodelle . . . . .	54
5.2.3	Lagerungsbedingungen . . . . .	55
5.3	Belastung der SCSC-Platte . . . . .	57
5.3.1	Ständige Lasten . . . . .	57
5.3.2	Verkehrslasten . . . . .	58
5.3.3	Ermüdung . . . . .	61
5.3.4	Bemessungssituationen . . . . .	62
5.4	Parameterstudie . . . . .	63
5.4.1	Beschreibung der Modelle . . . . .	64
5.4.2	Lokalisierung der kritischen Bereiche der Platte . . . . .	67
5.4.3	Einfluss der Randdübelleiste . . . . .	81
5.4.4	Einfluss der Dübelausteilung . . . . .	93

5.4.5	Ergebnisse der Parameterstudie und Wahl eines Modells für weiterführende Analysen . . . . .	105
5.5	Ergebnisse . . . . .	108
5.5.1	Plausibilität des Modells . . . . .	108
5.5.2	Ermüdung . . . . .	112
5.5.3	Weitere Untersuchungen . . . . .	116
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>119</b>
6.1	Zusammenfassung . . . . .	119
6.2	Ausblick . . . . .	122
<b>A</b>	<b>Auswertung des Anlagenverzeichnis der ÖBB</b>	<b>127</b>
<b>B</b>	<b>Berechnung des Eigengewichts der Platte</b>	<b>129</b>

# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Ausgangssituation und Motivation

Im Streckennetz der Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) befinden sich über 250<sup>1</sup> Brückentragwerke mit offener Fahrbahn und einer Tragwerkslänge bis 10 m. Bei dieser alten Bauart werden die Brückenhölzer direkt auf die Fahrbahnträger der Brücke gelegt. Die Bauhöhe, das ist der Abstand zwischen der Schwellenoberkante und der Konstruktionsunterkante, ist bei solchen Systemen äußerst gering.

Viele dieser Tragwerke haben ihre geplante Lebensdauer bereits überschritten oder erreichen diese in den nächsten Jahren. Wo Instandsetzungs- oder Ertüchtigungsmaßnahmen nicht wirtschaftlich oder schlichtweg nicht möglich sind, müssen die Brücken durch Neubauten ersetzt werden. Die offene Fahrbahn kommt für einen Ersatzneubau nicht in Frage, da sie sehr hohe Lärmemissionen erzeugt und nicht mehr Stand der Technik ist. Die heute übliche Regelausführung der Brückenfahrbahn ist ein Schottertrog mit 50 cm Schotterbetthöhe [25]. Weiters ist die ÖBB bestrebt, offene Fahrbahnen sukzessive durch Schottertröge zu ersetzen. Aus einem durchgängigen Schotterbett ergeben sich Vorteile, unter anderem bei der Sanierung des Oberbaus. Da offene Fahrbahnen Zwangspunkte darstellen, bei denen die Gleisstopfmaschine ein- und ausfädeln muss, ist ein kontinuierliches Arbeiten nicht möglich.



(a) Blick auf die offene Fahrbahn

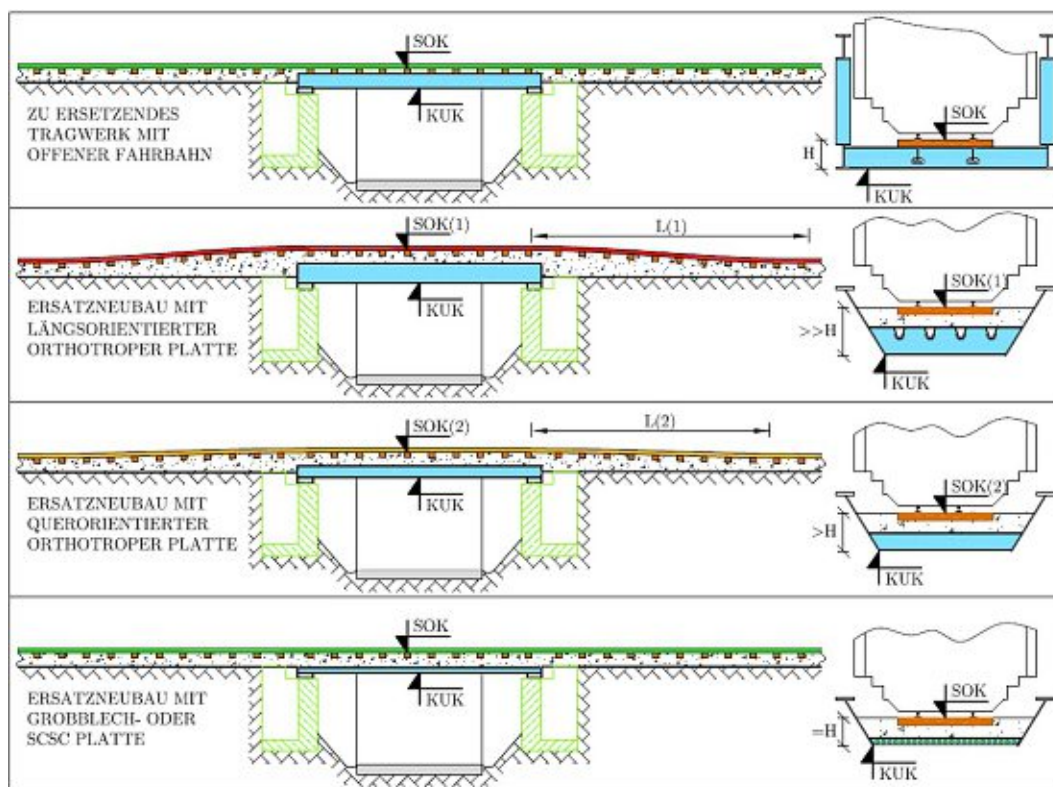


(b) Blick auf den Fahrbahnträger und die darauf liegenden Brückenhölzer

**Abb. 1.1:** Offene Fahrbahn am Beispiel der Hollenburgbrücke über den Ferlachstausee

<sup>1</sup>Ermittlung der Zahl siehe Anhang

Wird nun eine neue Brücke errichtet, ist die Höhenlage des Gleises und das Lichtraumprofil unter dem Tragwerk durch den Bestand vorgegeben. Die Bauhöhe jedoch steigt, bedingt durch die neue Fahrbahnausführung mit Schottertrog, an. Ein Eingriff in das Lichtraumprofil unter der Brücke ist zumeist nicht möglich. Eine Änderung der Gleislage ist mit viel Aufwand verbunden. Bedingt durch die geringe zugelassene Längsneigung bei der Trassierung von Eisenbahnstrecken, kann sich eine Hebung der Gleislage sehr weit auf die freie Strecke vor und hinter des Brückentragwerks auswirken. Daraus ergeben sich neben den reinen Baukosten der Brücke zusätzliche Kosten für Erdbauarbeiten und Gleisbauarbeiten. Weiters kann es notwendig sein, dass durch die Hebung des Gleisniveaus auch die Oberleitung angehoben und neu eingerichtet werden muss. Ein Eingriff in das Oberleitungssystem gilt es jedoch vonseiten der ÖBB zu vermeiden [6]. Abbildung 1.2 zeigt schematisch den Einflussbereich auf die freie Strecke, abhängig von der Bauhöhe des Tragwerks. Um die Kosten für Erdbauarbeiten, Gleisbauarbeiten und Arbeiten an der Oberleitung



**Abb. 1.2:** Einwirkung der Bauhöhe eines Tragwerks auf die freie Strecke und die Schienengradiente [9]

einzudämmen oder sogar zu vermeiden, ist es wirtschaftlicher die Bauhöhe auf ein Minimum zu reduzieren. Darüber hinaus kann es passieren, dass ein Anheben der Gradienten nicht bzw. nur eingeschränkt möglich ist und ein Minimieren der Bauhöhe zwingend erforderlich ist. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn sich im Einflussbereich der Gleishebung ein Zwangspunkt wie etwa eine Eisenbahnkreuzung, eine Weiche oder ein Bahnhof befindet.

Für kleine Stützweitenbereiche bis 25 m, stellt die Verwendung von Grobblechen als Fahrbahnplatte das absolute Minimum an Konstruktionshöhe dar. Unter Grobblechen versteht man warmgewalzte Flacherzeugnisse mit einer Dicke  $\geq 3 \text{ mm}$  [13]. In dieser Arbeit wird der Begriff jedoch für sehr dicke Grobbleche mit  $t \geq 120 \text{ mm}$  verwendet. Um die Bauhöhe zu minimieren wurden vom Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau zwei

Brücken-Regelplanungen für die ÖBB erstellt. Eine davon ist die Regelplanung für Trogbriicken [7]. Sie gilt für Stützweiten von 10 bis 25 m. Dabei wird ein 120 mm dickes Grobblech als Fahrbahnplatte verwendet, welche hauptsächlich in Querrichtung wirkt und Lasten in die Hauptträger leitet. Weiters fungiert es als Untergurt des Hauptträgers.

Für Stützweiten von 1,6 bis etwa 6 m gibt es die Regelplanung Grobblechbrücken [24] und eine Erweiterung [4]. Um diesen Stützweitenbereich zu überbrücken, reicht die alleinige Tragfähigkeit des Grobbleches. Es sind keine weiteren konstruktive Elemente wie z. B. Träger oder Aussteifungen vorhanden. Auch wenn Grobbleche in Hinsicht auf die Konstruktionshöhe das Optimum darstellen, ergeben sich daraus wesentliche Nachteile. Aufgrund der großen Blechdicke und des verhältnismäßig geringen Bedarfs am Markt sind Grobbleche nur eingeschränkt verfügbar. Die Materialkosten sind dem Gewicht geschuldet sehr hoch. Weiters erschwert sich dadurch der Transport und die Manipulation der Bleche, was sich ebenfalls negativ auf die Baukosten auswirkt.

Als Alternative zu den Grobblechen wurde am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau eine äußerst schlanke Sandwichplatte entwickelt, die Steel-Concrete-Steel-Composite- (SCSC-) Platte. Die Grundidee dieser Platte ist es, den um die Schwerachse angeordneten und auf Biegebeanspruchung wenig ausgenutzten teuren Stahl des Grobbleches durch billigeren Beton zu ersetzen. Zwei außenliegende Stahlbleche sorgen dafür, dass die notwendige Tragfähigkeit erhalten bleibt [9].

Die bisherige Forschungen an der SCSC-Platte haben sich alle mit der Anwendung als Fahrbahnplatte für Trogbriicken beschäftigt. Herrmann in [9] und Steurer in [28] haben sich ausführlich mit dem Tragverhalten der Platte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) beschäftigt. Dazu wurden unter anderem Großversuche an realitätsnahen Platten mit einer Länge von etwa 4,5 m durchgeführt. Das Ermüdungsverhalten der Platte wurde von Takács in [29] untersucht. Anhand dieser Forschungen ist festzustellen, dass die SCSC-Platte eine günstige Alternative zu den Grobblechfahrbahnen bei Trogbriicken darstellt und alle Anforderungen an die Tragfähigkeit und das Ermüdungsverhalten erfüllen. Bei diesen Untersuchungen wurde die Zugbeanspruchung der SCSC-Platte aus der Haupttragwirkung (SCSC-Platte = Untergurt) nicht behandelt. Die Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke ist der nächste logische Schritt und von besonderem Interesse. Die ÖBB setzt jedes Jahr 5-10 Grobblechbrücken um [6]. Die SCSC-Plattenbrücke bietet sich als Ersatz für solche Anwendungen sehr gut an.

## 1.2 Zielsetzung

Während die Forschungen an der SCSC-Platte als Ersatz für Grobblechfahrbahnen von Trogbriicken weit fortgeschritten sind, wurde an der Anwendung der Platte als alleiniges Tragelement in Längsrichtung noch nicht geforscht. Das Ziel dieser Arbeit ist es, diese Forschungslücke etwas zu schließen, indem das bereits erlangte Wissen aus den vorausgegangenen Forschungen genutzt wird um die Grundlagen zu schaffen, welche notwendig sind, um die SCSC-Platte als Eisenbahnbrücke für kurze Spannweiten von etwa 3 bis 8 m zu verwenden. Um dieses Ziel zu erreichen, werden die folgenden drei Schwerpunkte gesetzt:

**Die Veranschaulichung des Nutzen der SCSC-Plattenbrücke**, sowie die Abgrenzung und die Unterschiede zu der Verwendung bei Trogbriicken.

**Untersuchung der Randbedingungen** für die Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke und die Ausarbeitung konstruktiver Details, sowie verschiedener Ausführungsvarianten dieser.



**Analyse des Tragverhalten der SCSC-Plattenbrücke** mit der Methode der Finite Elemente (FE-), sowie Parameterstudien zur Verifizierung der zuvor entwickelten konstruktiven Details.

## 1.3 Aufbau der Arbeit

**Kapitel 2** beschäftigt sich mit den vorausgegangenen Arbeiten, welche für das Verständnis dieser Arbeit notwendig sind. Zu Beginn wird die Regelplanung für Trogbriicken [7] und Grobblechbrücken [24] der ÖBB vorgestellt, sowie auf die mit dem Einsatz von Grobblechen verbundenen Nachteile eingegangen. Die Regelplanungen stellen die Grundlage und Motivation für die Entwicklung der SCSC-Platte dar, weswegen sie entscheidend für das Verständnis dieser Arbeit sind. Anschließend wird die Platte näher betrachtet und die Grundidee, sowie der Tragmechanismus erläutert. Es folgt ein kurzer Abriss über die wichtigsten Erkenntnisse aus den vorausgegangenen Forschungen und der Entwicklung der Platte. Abschließend werden die für diese Arbeit geltenden Festlegungen definiert.

**Kapitel 3** widmet sich der neuen Anwendung der SCSC-Platte als alleiniges Tragelement in Längsrichtung für Eisenbahnbrücken mit kurzen Spannweiten ab etwa 3 m. Einleitend wird das System SCSC-Plattenbrücke vorgestellt, sowie die Anforderungen näher beschrieben. Weiters werden die verschiedenen Anwendungsgebiete vorgestellt, die Unterschiede zu den Grobblechbrücken analysiert und die Vorteile bei der Verwendung der SCSC-Platte verdeutlicht. Zudem werden die Unterschiede im Vergleich zum Einsatz der Platte bei Trogbriicken beschrieben.

**Kapitel 4** befasst sich mit konstruktiven Überlegungen, welche notwendig sind bevor die SCSC-Plattenbrücke in ABAQUS [1] modelliert werden kann. Es werden die Geometrie der Brücke festgelegt, Varianten für den seitlichen Abschluss der Platte entwickelt und Überlegungen zur optimalen Lagerung erarbeitet.

**Kapitel 5** beinhaltet die Untersuchungen der Platte mit der FE- Methode. Diese haben zum Ziel, ein Verständnis für das Tragverhalten der Platte zu bekommen und um zu analysieren, wie sich die verschiedenen Varianten der konstruktiven Details auf die Tragfähigkeit der Platte auswirken. Am Beginn des Kapitels wird der Aufbau eines der FE- Modelle beschrieben und die Modellierung im Programm ABAQUS erläutert. Danach erfolgen die Parameterstudien der konstruktiven Details. An dem Modell, welches sich in Hinblick auf die Tragfähigkeit am günstigsten erweist, wird anschließend weitergeforscht und es werden Nachweise geführt.

**Kapitel 6** bildet den Abschluss dieser Arbeit. Darin werden die wichtigsten Ergebnisse und Erkenntnisse zusammengefasst. Weiters werden Stärken und Schwächen, sowie offene Fragen dieser Arbeit diskutiert und es erfolgt ein Ausblick mit Forschungsthemen, woran in Zukunft angeknüpft werden kann.

# Kapitel 2

## Grundlagen und Forschung

### 2.1 Grobblechbrücken

Grobbleche werden bei den ÖBB in Trogbriicken als Fahrbahnplatte und als Grobblechbrücke, wobei hier das Grobblech als alleiniges Tragelement wirkt, verwendet. Für beide Brückentypen wurden vom Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau Regelplanungen für die ÖBB erstellt. Diese stellen die Grundlage für die Entwicklung der SCSC-Platte dar und werden daher infolge kurz vorgestellt.

#### 2.1.1 Regelplanung - Trogbriicken

Die Regelplanung der ÖBB gilt für eingleisige Trogbriicken mit Stützweiten von 10,0 - 20 m [7]. Der Regelquerschnitt eines Tragwerks mit 20 m Stützweite besteht aus 1220 mm hohen Hauptträgern, mit 75 mm dicken Obergurten. Ein 120 mm dickes Grobblech dient als Fahrbahnplatte und leitet Lasten in die Hauptträger ab, außerdem wirkt es in Längsrichtung als Untergurt des Hauptträgers mit. Abbildung 2.1 zeigt den Regelquerschnitt im Feld und den Querschnitt im Auflagerbereich der Trogbriicke.

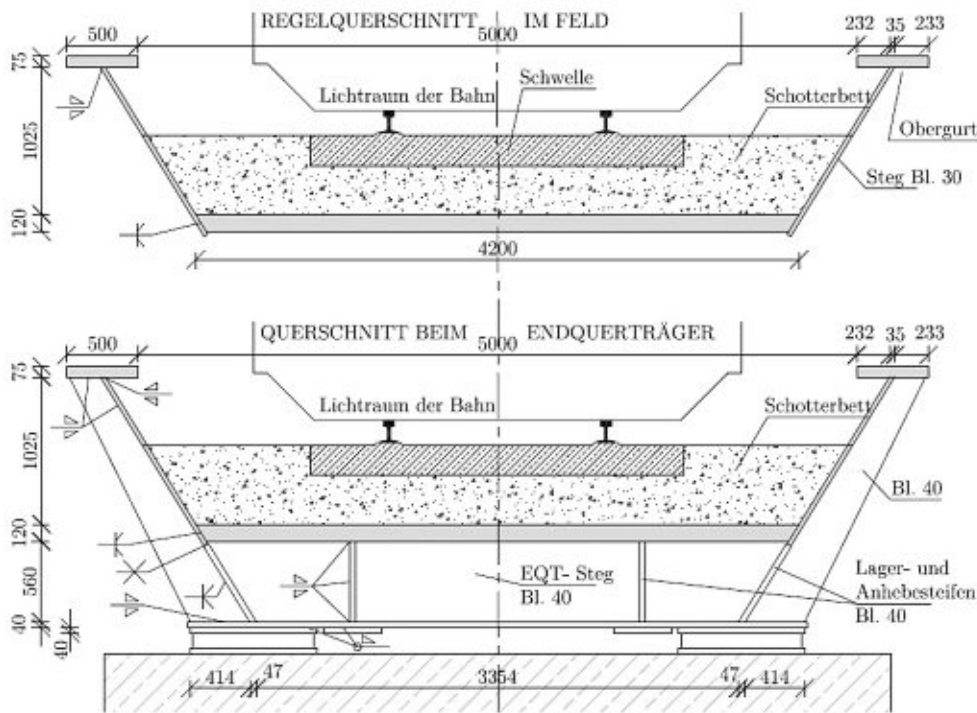


Abb. 2.1: Querschnitte der Trogbriicke mit Spannweite 20 m [9]

Ziel der Regelplanung war es, eine möglichst „schlanke“ Konstruktion zu entwerfen, welche als Ersatz für alte Brücken mit offener Fahrbahn dient (siehe auch Kapitel 1). Die Verwendung eines Grobbleches mit 120 mm Dicke stellt hier das absolute Minimum der möglichen Konstruktionshöhe dar. Daraus ergeben sich jedoch auch wesentliche Nachteile [9]:

- begrenzte Verfügbarkeit der 120 mm dicken Grobbleche;
- hohe Stahltonnagen und damit verbunden hohe Material-, Transport- und Montagekosten;
- unwirtschaftlicher Querschnitt, da teurer Stahl rund um die Schwerachse bei Biegebeanspruchung wenig ausgenutzt ist;
- technologisch anspruchsvolle Schweißstöße des Fahrbahnbleches.

### 2.1.2 Regelplanung - Grobblechbrücken

Das Anwendungsgebiet für die Grobblechbrücken ist das Gleiche wie für Trogbriicken, jedoch für Spannweiten von 1,60 bis etwa 6 m. Um diesen Bereich zu überbrücken, reicht die alleinige Tragfähigkeit des Grobbleches. Es sind keine weiteren konstruktiven Elemente wie z. B. Träger oder Aussteifungen notwendig, wodurch sich der Fertigungsaufwand und die -kosten minimieren. In Abbildung 2.2 sieht man den Längs- und Querschnitt einer typischen Grobblechbrücke.

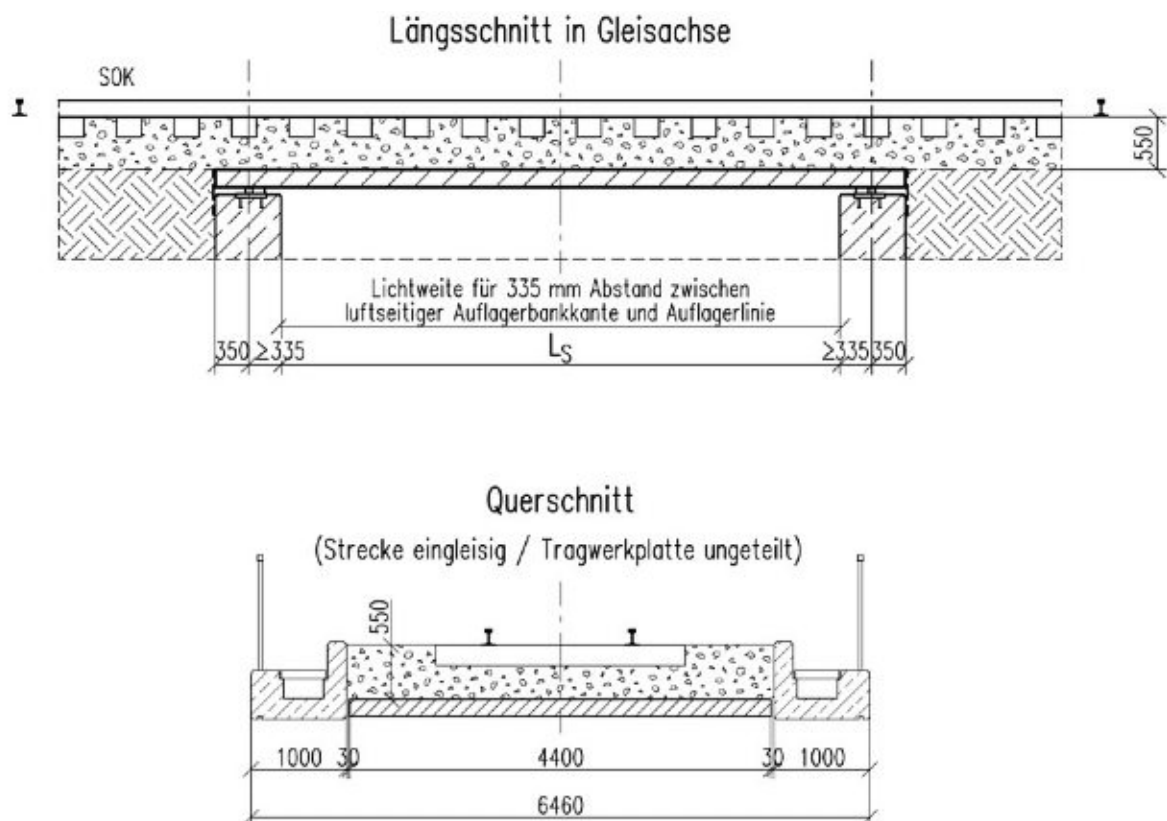


Abb. 2.2: Längs- und Querschnitt einer Grobblechbrücke für eingleisige Strecke, Tragwerkplatte ungeteilt [24]



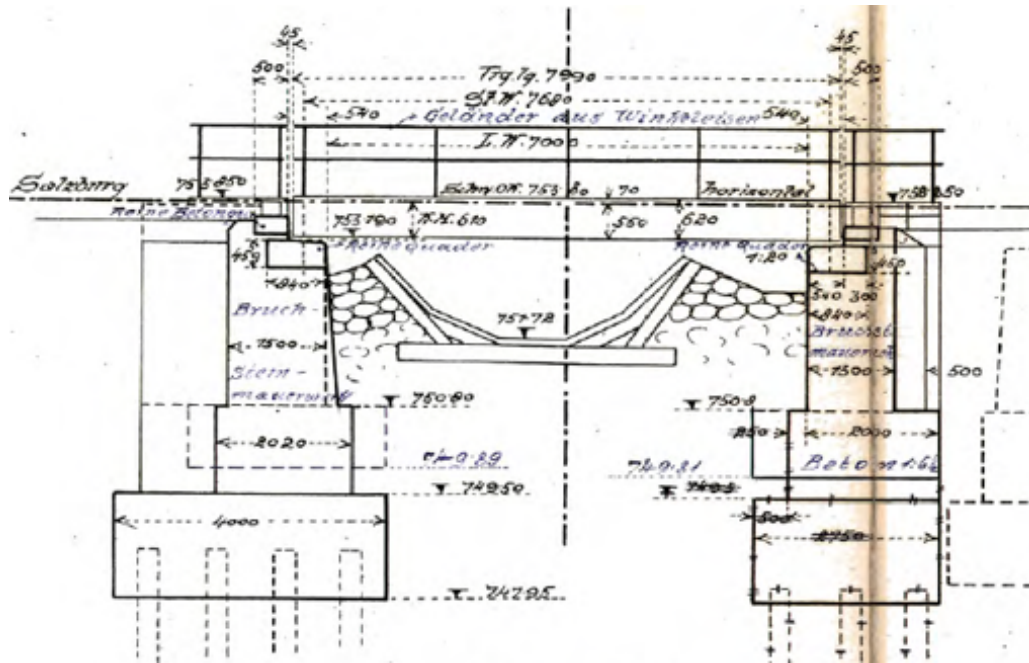
Die Regelplanung weist folgende Merkmale auf [24]:

- Spannweitenbereich: 1,6 bis etwa 6 m;
- Grobblechdicke:  $d_{Platte} = \leq 165 \text{ mm}$ ;
- Grobblech Stahlsorte S275NL;
- Brücken für ein- und zweigleisige Strecken (Die Regelplanung kann auch bei drei- und mehrgleisigen Strecken verwendet werden. Die Konstruktionen sind dafür sinngemäß anzupassen);
- Ausführung mit ungeteilter oder geteilter Platte je Gleis möglich;
- Anwendung bei gerader Gleisachse und im Bogen;
- Gilt für Höchstgeschwindigkeiten von 160 km/h in der Geraden und 80 km/h im Bogen;
- Auflagerung: Quasi-schwimmend auf über die Breite durchgehenden Stahllagerleisten. Die Horizontalverschiebungen werden durch Knaggen begrenzt (siehe Abbildung 4.4);
- Die lichte Höhe zwischen Tragwerksunterkante und Auflagerbankoberkante beträgt 70 mm entgegen der sonst üblichen Mindesthöhe von 400 mm nach ÖNORM B 4022 [12]. Grund dafür ist, dass im Bereich der Auflagerkonstruktion keine Teile vorhanden sind, bei denen es zu einem unkontrollierten Versagen kommen kann;
- Die Randbalken bestehen aus Betonfertigteile und sind von der Grobblechbrücke statisch getrennt;
- Lager- und Festhaltkonstruktionen sowie die Auflagerbereiche sind ebenfalls Gegenstand der Regelplanung.

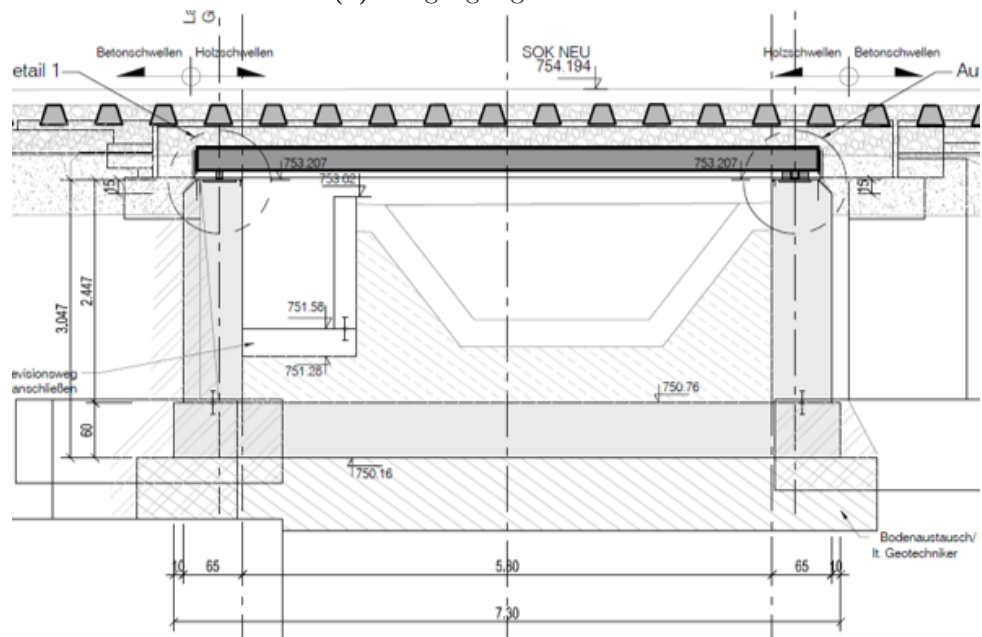
Spannweiten über 6 m sind mit Grobblechen nur schwer ausführbar. Gründe dafür sind einerseits die Sprödbrechtsicherheit, welche über die größte zulässige Erzeugnisdicke der Grobbleche in der ÖNORM EN 1993-1-10 [21] geregelt ist, andererseits ist die Geometrie eines Grobbleches begrenzt durch die vom Stahlwerk herstellbare Bramme. Das Stückgewicht einer Bramme liegt je nach Stahlsorte derzeit bei bis zu 50 Tonnen, im Einzelfall auch darüber hinaus [2]. Die Regelplanung bietet die Möglichkeit für größere Stützweiten zwei Grobbleche pro Gleis zu verwenden. Dadurch ist man nicht mehr so abhängig von der Brammengröße und durch die geringeren Stückgewichte der Grobbleche vereinfacht sich der Transport und die Montage. Außerdem sind kleinere Grobbleche besser verfügbar als Sonderlösungen und die Kosten verringern sich. Nachteil der geteilten Fahrbahnplatte ist die zusätzliche Fuge in der Mitte, welche eine Schwachstelle in der Abdichtung darstellt. Trotz geteilter Platte ist die Spannweite auf ca. 6 m begrenzt.

Die in Abschnitt 2.1.1 beschriebenen Nachteile der Regelplanung-Trogbrücken wirken sich bei Grobblechbrücken noch stärker aus, da hier im Allgemeinen dickere Bleche verwendet werden. Im Streckennetz der ÖBB wurden bereits Grobbleche mit Dicken bis zu 240 mm eingebaut. Auf der Strecke Salzburg-Wörgl wurde über den Schmittenbach eine Grobblechbrücke mit einer Spannweite von 6,3 m ausgeführt. Ziel des Projekts war die Verbesserung der Abflussverhältnisse und die Herstellung eines durchgehenden Schotterbetts [5]. Abbildung 2.3 zeigt Längsschnitte des Bestands und des Ersatzneubau dieses Projekts. Dafür wurden für die zweigleisige Strecke insgesamt vier Grobbleche mit je 240 mm Bauhöhe verbaut. Möglich wurde dies durch [4], eine Erweiterung der ÖBB Regelplanung. Die Stahlsorte wurde von S275NL auf S355J2+N erhöht. Es

war notwendig, den Überstand der Platte gegenüber der Lagerleiste um 100 mm zu verringern und es musste ein gesonderter Nachweis der Sprödbruchsicherheit geführt werden, da mit einer Anwendung der ÖNORM EN 1993-1-10 [21] kein Auslangen gefunden werden konnte [4].



(a) Ausgangslage - Bestand



(b) Endresultat - Ersatzneubau

Abb. 2.3: Längsschnitte des Bestands und des Ersatzneubau der Brücke über den Schmittbach

## 2.2 Die SCSC-Platte

Die SCSC-Platte ist eine extrem schlanke Stahl-Beton-Verbundplatte. Entwickelt wurde sie am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau mit dem Ziel, Grobbleche als Fahrbahnplatte bei Trogbriicken zu ersetzen. Sie besteht aus außenliegenden Stahlblechen mit 15 mm Dicke, einem unbewehrten Betonkern und Lochdübelleisten mit 20 mm Dicke, welche im Abstand von 500 mm wechselweise am oberen und unteren Blech angeschweißt sind [29]. Abbildung 2.4 zeigt die wesentlichen Elemente der SCSC-Platte und die einzelnen Produktionsschritte.

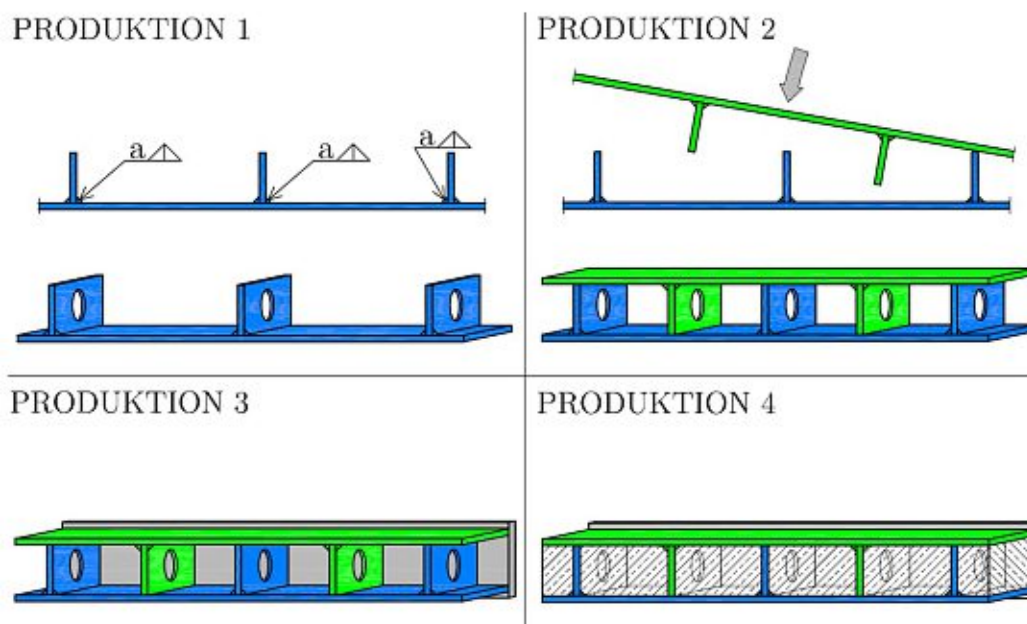


Abb. 2.4: Produktionsschritte der SCSC-Platte [9]

Eine direkte Verbindung der äußeren Bleche, über schubsteife Stege, wäre aus statischer Sicht am besten, ist aufgrund der niedrigen Bauhöhe von 200 mm jedoch nicht möglich, da die Schweißnähte nicht ausführbar sind [9]. Der Tragmechanismus der Platte funktioniert über die Schubübertragung im Sandwichquerschnitt durch die Ausbildung von horizontal liegenden Druckdiagonalen zwischen benachbarten Dübeln im Betonkörper, in Abbildung 2.5 dargestellt durch die roten Pfeile. Die daraus entstehende schubfeste Verbindung zwischen den außenliegenden Blechen, aktiviert die „Steiner-Anteile“ und ersetzt sozusagen die nicht ausführbare zweite Halskehlnaht der Dübelleisten [9].

Die prinzipiellen Ideen der SCSC-Platte für die Anwendung bei Trogbriicken beschreibt Herrmann in [9, S.8], wie folgt:

”

- Ersatz des nahe der Schwerlinie des Fahrbahn decks angeordneten, unausgenutzten, (sic!) Materials durch wesentlich billigeren, unbewehrten Beton.
- „Verdübelung“ des oberen und des unteren Bleches durch den Füllbeton und somit bestmögliche Aktivierung der Steiner- Anteile

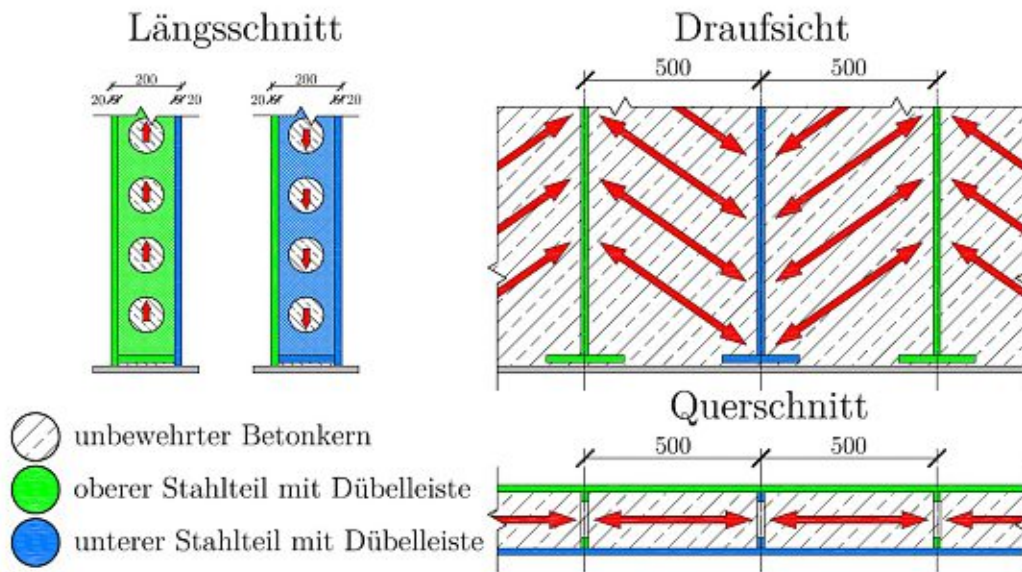


Abb. 2.5: Tragmechanismus der SCSC-Platte [9]

- Erhalt des stahlbaummäßigen Anschlusses des SCSC-Elements an die Hauptträger und somit Vermeidung der hinsichtlich Dauerhaftigkeit problematischen, vertikalen Fuge zwischen Betonplatte und Hauptträgersteg
- Erhalt der stählernen unteren und oberen Abschlüsse der Fahrbahnkonstruktion und somit Entfall der Abdichtungsproblematik der Betonplatte über die gesamte Spannweite.

“ [9]

Herrmann hat in [9], Vergleiche zu anderen Fahrbahnplatten-Ausführungen von Trogbrücken erstellt. Dabei wurden neben Grobblechen und der SCSC-Platte folgenden Systeme untersucht:

- Orthotrope Platte mit Trapezrippen
- Orthotrope Platte mit Flachstahlrippen
- Querorientierte orthotrope Platte
- Verbundplatte mit Querträgern
- Verbundplatte mit Blech
- Stahlbetonplatte

Abbildungen und ausführliche Beschreibungen der einzelnen Systeme, sowie eine detaillierte Erklärung zu den Kostenbetrachtungen finden sich in [9, S.6-35]. An dieser Stelle werden nur die wichtigsten Aussagen wiedergegeben.

Verglichen wurden die Bauhöhe, das Gewicht und die Herstellungskosten der verschiedenen Fahrbahnplatten. Transport und Montagekosten wurden nicht berücksichtigt, da dafür genaue Kenntnisse des Baufelds, der Transportwege und der Montagetechnologie nötig wären, welche jedoch nicht seriös abgeschätzt werden können. Die Herstellungskosten beinhalten Materialkosten, Kosten für Schweißnähte und Kosten des Korrosionsschutzes. Sie setzen sich zusammen aus den



Anteilen Personalkosten, Stoffkosten und Gerätekosten [9]. Zusammenfassend können aus den Vergleichen aus [9], folgende Aussagen getroffen werden:

- Die orthotropen Platten sind bezüglich Bauhöhe und Kosten unwirtschaftlich für die Anwendung bei Trogbrücken. Positiv hervorzuheben ist jedoch das Gewicht, welches ungefähr ein Drittel der anderen Alternativen ausmacht (siehe Tabelle 2.1). Dadurch sind im allgemeinen auch die Transport- und Montagekosten geringer.
- Grobbleche sind in Hinblick auf die Bauhöhe unschlagbar. Allein durch das hohe Stahlgewicht ist diese Variante jedoch die teuerste aller verglichenen Systeme. Des Weiteren ist wegen des Gewichts zusätzlich mit hohen Transport- und Montagekosten zu rechnen.
- Die Verbund- und Stahlbetonplatten sind wirtschaftlich sehr gleichwertig und kosten im Vergleich zu den orthotropen Platten etwa die Hälfte. Aufgrund ihrer Bauhöhen können sie mit der SCSC-Platte jedoch nicht konkurrieren (vgl. Tabelle 2.1). Ein weiterer Nachteil sind die Fugen zwischen Stahl- und Betonbauteilen, welche aufgrund der schwierig auszuführenden Abdichtung problematisch sind. Daraus ergeben sich Nachteile in der Erhaltung der Brücke.
- Die SCSC-Platte stellt mit ihrer Höhe von 200 mm die einzige Alternative zu den Grobblechen dar. Die Herstellungskosten betragen im Vergleich zum Grobblech lediglich 43%. Sie ist sogar wirtschaftlicher als die querorientierte orthotrope Platte. Aus dem hohen Eigengewicht der SCSC-Platte im Vergleich zu den orthotropen Platten, ergeben sich höhere Transport- und Montagekosten. Wird die Platte jedoch erst auf der Baustelle ausbetoniert, senkt sich das zu manipulierende Gewicht auf ein vergleichbares Niveau.

**Tab. 2.1:** Vergleich von Bauhöhe und Gewicht der untersuchten Varianten [9](modifiziert)

Var.	Bezeichnung	$h_{Konstr.}$ [mm]	Gewicht [kg/m <sup>2</sup> ]
1	orthotrope Platte mit Trapezrippen	750	300
2	orthotrope Platte mit Flachstahlrippen	615	320
3	<b>querorientierte orthotrope Platte</b>	<b>400</b>	<b>355</b>
4	Grobblechplatte	120	942
5	Verbundplatte mit Querträgern	650	854
6	Verbundplatte mit Blech	365	1040
7	Stahlbetonplatte	450	1240
8	SCSC- Platte	200	745

## 2.3 Vorausgegangene Forschungen

### 2.3.1 Dissertation Herrmann

Herrmann legte in seiner Dissertation [9] die Plattenhöhe mit 200 mm fest. Ergeben hat sich die Höhe aus dem Vergleich der elastischen und plastischen Biegespannungen eines Grobbleches mit denen eines Zweipunktquerschnittes. Abbildung 2.6 zeigt den Vergleich der plastischen Biegespannungen. Die Dicke des Deck-, Bodenbleches und der Dübelleisten hat Herrmann mit 20 mm festgelegt. Er untersuchte verschiedene Varianten von Dübelleistenausformungen, wobei

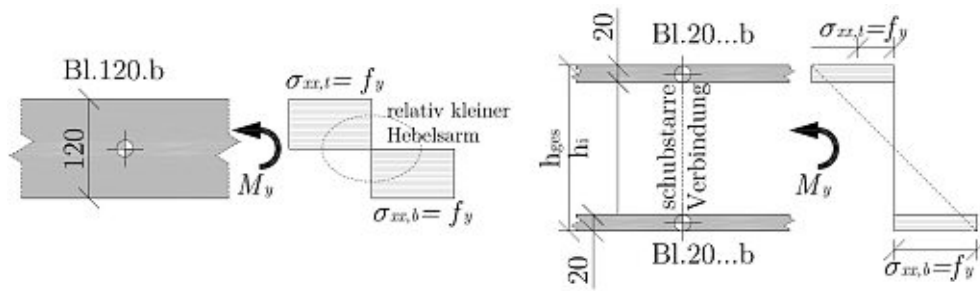


Abb. 2.6: Vergleich der plastischen Biegespannungen [9]

sich heraus gestellt hat, dass die Lochleiste (TYP C und D in [9]) die günstigste Eigenschaften hinsichtlich Duktilität und Tragfähigkeit aufweist. Die untersuchten Typen sind in Abbildung 2.7 ersichtlich.

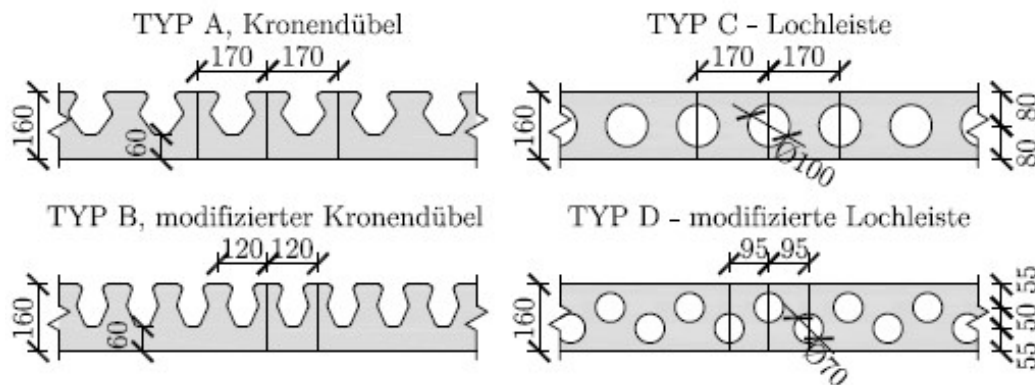


Abb. 2.7: Von Herrmann untersuchte Dübelleistenausformungen [9]

### 2.3.2 Forschungsprojekt Steurer (VIF 2012)

In weiterführenden Forschungen hat Steurer [28] Großversuche im Maßstab 1:1 mit realitätsnahen Stützweiten von 4080 mm durchgeführt. Dabei wurde nur noch die Dübelleiste TYP C aus [9] verwendet. Des Weiteren wurde im Vergleich zu [9], die Dicke des Deck- und Bodenblech auf 15 mm verringert und die Geometrie der Lochdübelleisten daran angepasst (Abbildung 2.8).

Position 1: BL 170.20...4046, S355  
M 1:20

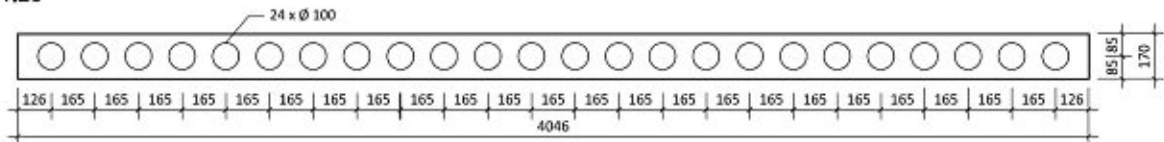


Abb. 2.8: Geometrie der Lochdübelleisten in den Großversuchen von Steurer (Planauszug) [28]

In den Großversuchen wurden zwei verschiedene Anordnungen der Lochdübelleisten untersucht (siehe Abbildung 2.9), die äquidistante Austeilung der Dübelleisten (QS-Typ 1) und eine Anordnung mit eng benachbarten Dübelleisten (QS-Typ 2).

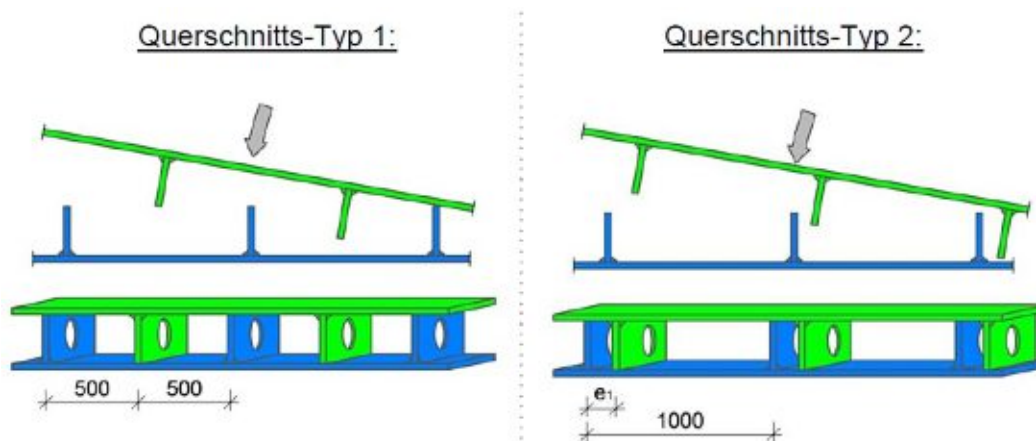


Abb. 2.9: Querschnittstypen von Steuerer in [28](modifiziert)

Die wichtigsten Erkenntnisse ihrer Arbeit hat Takács in [29, S.8], wie folgt zusammengefasst:

”

- Die SCSC-Platte mit äquidistant verteilten Dübelleisten (TYP 1) zeigt ein günstigeres Tragverhalten gegenüber der Variante mit benachbart liegenden Dübelleistenpaaren.
- Die Sandwichplatte weist eine ausgesprochen hohe Duktilität auf: Durchbiegung TYP 1 in Feldmitte  $\approx 170$  mm [...].
- Die SCSC-Platte besitzt unter statischer Belastung im baupraktisch interessanten Bereich bis über das ULS-Lastniveau hinaus eine ausgesprochen hohe Biegesteifigkeit.
- Die Platte weist eine enorme Traglast auf: Traglast TYP 1  $\cong 2,7 \cdot$  ULS Lastniveau (Eigengewicht + Verkehrslast LM71).
- Der globale Versagensmechanismus der Variante TYP 1 erfolgt durch das Platzen des gezogenen äußeren Bleches mit anschließender Ausbildung von Fließzonen.
- Ein vollständiges Abscheren eines Betondübels erfolgte im Rahmen der Vorversuche unter einem Lastniveau von zirka 450 kN pro Dübel.
- Dieses Versagensmuster (vollständiges Abscheren eines Betondübels) im Zuge der Hauptversuche konnte nur im Fall der Platte mit Querschnitt TYP 2 beobachtet werden.
- Im Fall der Platte mit Querschnitt TYP 1 waren im Beton unter Traglastniveau nur Biegezugrisse und Risse zufolge der Betondruckstrebenwirkung zu erkennen.

“ [29]

### 2.3.3 Dissertation Takács

Takács behandelt in [29] das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte, bei der Anwendung als Fahrbahnplatte für Trogbrücken. Darin wurde die Ermüdung der Lochdübelleiste als maßgebendes Kriterium für die Lebensdauer der Platte identifiziert, wobei unter Verwendung des

Kerbdehnungskonzeptes deren Ermüdungsfestigkeit ermittelt wurde. Da es sich bei dieser Art der Nachweisführung jedoch um komplexe strukturelle Zusammenhänge handelt, wurden linearisierte Wöhlerlinien erstellt, welche die Nachweisführung vereinfachen.

In [30] wurden experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der Lochdübelleiste durchgeführt. Abbildung 2.10 zeigt einen der verwendeten Versuchskörper vor dem Betonieren. Anhand dieser Versuchskörper konnten die in [29] ermittelten Wöhlerlinien bestätigt werden [30].

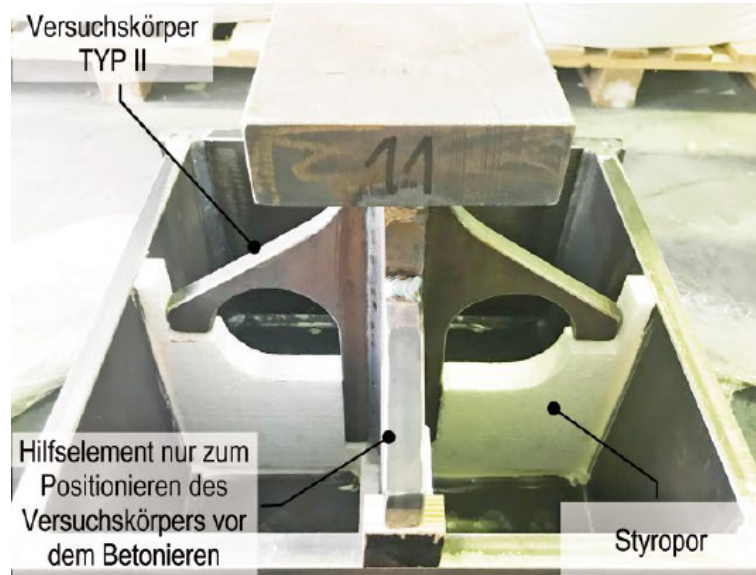


Abb. 2.10: Versuchskörper vor dem Betonieren [30]

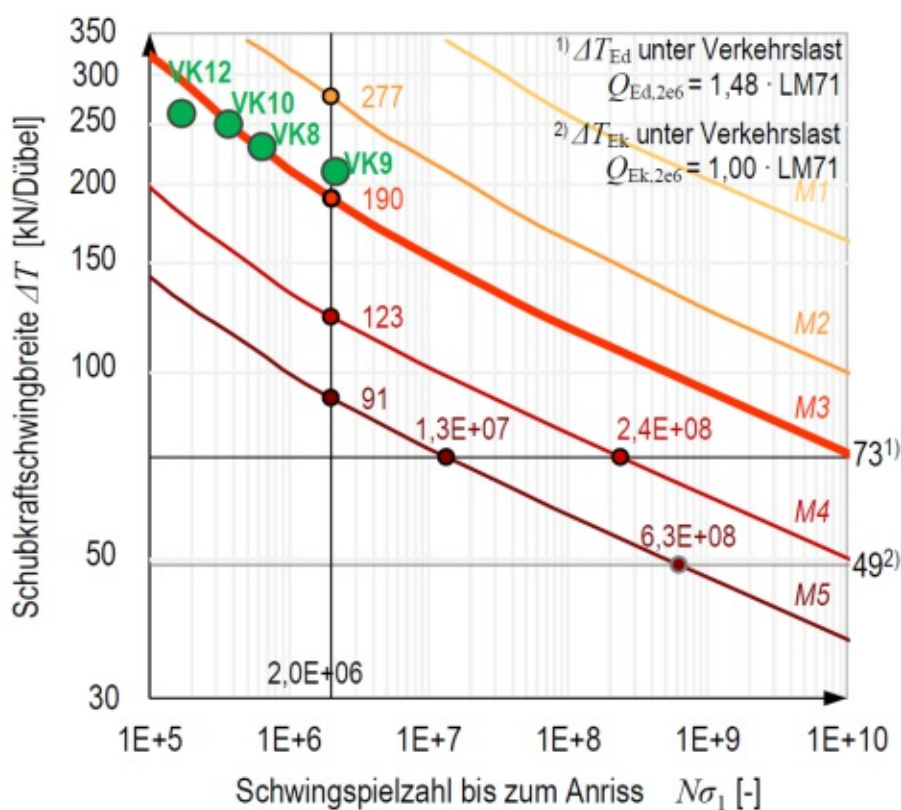
Abbildung 2.11 zeigt Wöhlerlinien mit der Schubkraftschwingbreite  $\Delta T$  und Schwingspielzahl bis zum Anriss, auf Basis der Versagenshypothese nach Rankine. Die eingetragenen grünen Punkte zeigen die Ergebnisse aus den Versuchen. Bei den Linien M1-M5 handelt es sich um verschiedene Ansätze der Lebensdauerberechnung. Von Bedeutung für diese Arbeit ist die Linie M5, welche u. a. den Mittelspannungseinfluss, die Oberflächenrauigkeit und den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M,f} = 1,35$  (nach ÖNORM EN 1993-1-9 [22]) berücksichtigt [30]. In Kapitel 5 erfolgen qualitative Vergleiche zur Ermüdungsbeanspruchung u. a. mit Hilfe der Wöhlerlinie aus Abbildung 2.11.

## 2.4 Festlegungen

Folgende Festlegungen gelten für diese Arbeit:

- Untersucht wird die SCSC-Platte für die Anwendung als Eisenbahnbrücke mit einem Gleis.
- Es werden nur Brücken mit gerader Gleisachse behandelt.
- Auf eine dynamische Berechnung wird verzichtet, da diese den Rahmen einer Diplomarbeit sprengen würde.
- Die Brücken werden für eine örtlich zulässige Geschwindigkeit unter 120 km/h ausgelegt. Bis zu dieser Grenze darf lt. ÖBB Regelwerk 08.01.04 [27] auf eine dynamische Berechnung verzichtet werden.
- Eine Gleis-Tragwerk Interaktion wird nicht berücksichtigt.





**Abb. 2.11:** Versuchslastschwingbreite und Schubkraftschwingbreite  $\Delta T$  - Schwingzahl bis zum Anriss, auf Basis der Versagenshypothese nach Rankine [30]

- Für die FE- Untersuchungen werden nur ständige Lasten und vertikal wirkende Verkehrslasten angesetzt, da diese Lastfälle bemessungsdominant sind. Weitere Einwirkungen wie etwa Wind, Seitenstoß oder Entgleisung werden in dieser Arbeit nicht berücksichtigt.
- Die Lagerung der Brücke erfolgt mittels einer über die Breite der Brücke durchgehende Linienlagerung. Genaue Untersuchungen sind nicht Teil dieser Diplomarbeit, jedoch folgen allgemeine Überlegungen zur Lagerung.
- Die lichte Höhe zwischen Tragwerksunterkante und der Auflagerbankoberkante wird wie in der Regelplanung Grobblechbrücken mit 70 mm gewählt.
- In dieser Arbeit wird nur die SCSC-Plattenbrücke und deren Auflagerung behandelt. Die Randbalken sind ein eigenständiges Tragwerk und vollständig von der SCSC-Platte entkoppelt.
- Die Bauhöhe der SCSC-Platte wird, wie auch schon in den vorhergegangenen Forschungen, mit 200 mm festgehalten.
- Es wird, wie auch schon in [29], die äquidistant verteilte Lochdübelreihe zugrunde gelegt, da diese gegenüber der Variante mit eng benachbart liegenden Lochdübelreihen ein günstigeres Tragverhalten aufweist. Weiters werden die von Steuerer [28] verwendeten Blechdicken übernommen, da die Platten in ihren Versuchen eine sehr hohe Duktilität, Biegesteifigkeit und Traglast aufwiesen;
  - Deckblech:  $t = 15 \text{ mm}$

- Bodenblech:  $t = 15 \text{ mm}$
- Dübelleisten:  $t = 20 \text{ mm}$
- Aus Fertigungsgründen werden für die Entwicklung der SCSC-Plattenbrücke keine neuen Blechdicken eingeführt. Alle neuen Bleche werden entweder 15 mm oder 20 mm dick ausgeführt.

# Kapitel 3

## Die Anwendung der SCSC-Platte als alleiniges Tragelement in Längsrichtung

Im Zuge vorausgegangener Forschungen hat sich die SCSC-Platte als günstige Alternative zu Grobblechfahrbahnen bei Trogbrücken herausgestellt. Die Platte weist eine hohe Tragfähigkeit auf, ist äußerst Robust und erfüllt alle Kriterien bezüglich des Ermüdungsverhalten [28],[29]. In dieser Arbeit wird das bereits erlangten Wissen aus diesen Forschungen genutzt um ein weiteres Anwendungsgebiet der SCSC-Platte zu erschließen, nämlich die Anwendung der Platte als alleiniges Tragelement in Längsrichtung, für Brücken mit kurzer Spannweite.

### 3.1 Die SCSC-Plattenbrücke

Entgegen der Anwendung bei Trogbrücken, wo die SCSC-Platte in Querrichtung der Brücke wirkt und Lasten in die Hauptträger ableitet, wirkt sie bei der Verwendung als Plattenbrücke, als alleiniges Tragelement in Längsrichtung der Brücke. Es sind keine konstruktiven Elemente, wie etwa Träger oder Steifen notwendig.

Den Hauptanwendungsbereich stellen eingleisige Eisenbahnbrücken mit kurzen Spannweiten dar. Die SCSC-Plattenbrücke soll dabei unter anderem als wirtschaftliche Alternative zu Grobblechbrücken dienen, da diese aufgrund der begrenzten Verfügbarkeit, hohen Stahltonnagen und damit verbundenen hohen Kosten, diverse Nachteile mit sich bringen.

Abbildung 3.1 zeigt einen Längs- und Querschnitt einer einfeldrigen SCSC-Plattenbrücke. Das Brückensystem in dieser Skizze, erfolgt in Anlehnung an die ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken [24]. Als Auflager wird eine, über die Breite der Platte durchgehende, Stahllagerleiste verwendet. Die Randbalken sind neben der Brücke situiert. Sie bilden eigenständige Tragwerke, welche zur Gänze von der Platte entkoppelt sind. Um den Rahmen dieser Arbeit nicht zu sprengen, wird infolge nur die eingleisige SCSC-Plattenbrücke mit gerader Gleisachse untersucht. Neben dieser ist es jedoch auch möglich diesen Brückentyp für zwei- oder mehrgleisige Strecken zu verwenden. Dafür bietet sich einerseits die Möglichkeit an, ähnlich zu den Grobblechbrücken in [24], mehrere Platten nebeneinander zu legen. Da die SCSC-Platte, im Gegensatz zu den Grobblechen, in ihrer Geometrie nicht eingeschränkt ist und beliebige Breiten realisierbar sind, kann andererseits auch nur eine Platte für mehrere Gleise verwendet werden. Vorteil dabei ist, dass keine Fuge im Tragwerk vorhanden ist. Diese ist aufgrund der Wechselbeanspruchung der Tragwerke und dadurch entstehenden Relativverformungen, schwer abzudichten und sehr aufwändig in der Erhaltung.

Die SCSC-Plattenbrücke soll vorrangig für kurze Spannweiten von etwa 3-8 m eingesetzt werden. Dieser Bereich wurde zusammen mit dem Fachbereich „Brückenbau und Konstruktiver Ingenieurbau“ der ÖBB Infrastruktur AG festgelegt [6]. In diesem Bereich finden sich zahlreiche Anwendungsgebiete für die SCSC-Platte. Spannweiten unter 3 m kommen hauptsächlich bei un-

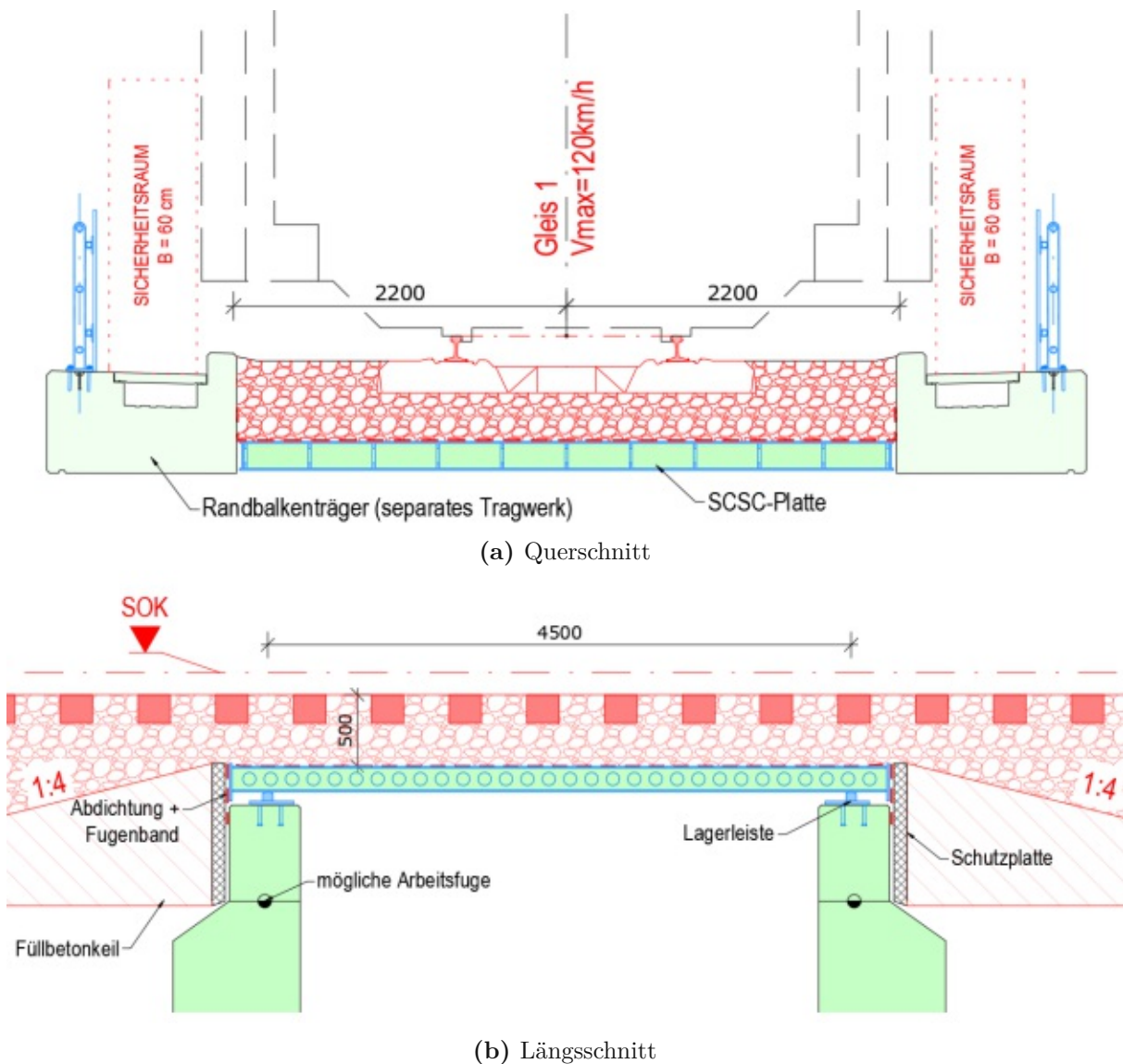


Abb. 3.1: Längs- und Querschnitt der SCSC-Plattenbrücke

tergeordneten Durchlässen vor. Diese werden nach Möglichkeit mittels Verrohrungen ausgeführt. Für Brücken mit Spannweiten über 8 m, wo die Bauhöhe auf ein Minimum reduziert werden soll, bietet sich ein Trogbriickenquerschnitt mit SCSC-Fahrbahnplatte an. Zwischen diesen Tragwerkstypen herrscht ein fließender Übergang, wobei ab einer gewissen Spannweite der Nutzen der zusätzlichen Konstruktionselemente der Trogbriicke, den Aufwand für die Fertigung der Plattenbrücke übersteigt.

### 3.2 Anwendungsgebiete und Nutzen

Das Hauptanwendungsgebiet der SCSC-Plattenbrücke ist der Ersatz alter Tragwerke mit offener Fahrbahn. Die Bauhöhe solcher Brücken ist bedingt durch die Konstruktion der offenen Fahrbahn sehr niedrig. Da diese Fahrbahnausführung jedoch nicht mehr dem Stand der Technik entspricht, kommt sie für einen Neubau nicht in Frage. Grund dafür ist unter anderem die hohe Lärmemission bei der Zugüberfahrt. Ein Ersatzneubau ist entweder mit Schotterbett oder mit fester Fahrbahn

auszuführen. Beide Systeme haben zur Konsequenz, dass sich bei gleicher Konstruktionshöhe, die Bauhöhe im Vergleich zur offenen Fahrbahn erhöht. Auf die feste Fahrbahn wird in Folge nicht eingegangen, da ihr Aufbau nur geringfügig niedriger als der des Schotteroberbaus ist und eine örtliche Verwendung auf einer Brücke, ausschließlich für den Zweck der Reduktion der Bauhöhe, unwirtschaftlich ist.

Die Bestandsbauhöhe ist durch die Höhenlage des Gleises und das Lichtraumprofil unter dem Tragwerk vorgegeben. Eine Verringerung des Lichtraumprofils ist zumeist nicht möglich. Eine Änderung der Gleislage ist mit viel Aufwand verbunden. Bedingt durch die geringe zugelassene Längsneigung bei der Trassierung von Eisenbahnstrecken, kann sich eine Hebung der Gleislage sehr weit auf die freie Strecke vor und hinter des Brückentragwerks auswirken (großer Einflussbereich). Daraus ergeben sich neben den reinen Baukosten der Brücke, zusätzliche Kosten für Erdbauarbeiten und Gleisbauarbeiten. Weiters kann es notwendig sein, dass durch die Hebung des Gleisniveaus, auch die Oberleitung angehoben und neu eingerichtet werden muss. Einen Eingriff in das Oberleitungssystem gilt es jedoch vonseiten der ÖBB zu vermeiden [6]. Durch die äußerst schlanke SCSC-Platte kann der Zuwachs an Bauhöhe etwas kompensiert und somit Kosten gespart werden. Darüber hinaus kann es passieren, dass ein Anheben der Gradienten nicht bzw. nur eingeschränkt möglich ist und ein Minimieren der Bauhöhe zwingend erforderlich ist. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn sich im Einflussbereich der Gleishebung ein Zwangspunkt wie etwa eine Eisenbahnkreuzung, eine Weiche oder ein Bahnhof befindet.

Neben dem Ersatz alter Tragwerke mit offener Fahrbahn, stellen hydraulische Durchlässe ein weiteres Anwendungsgebiet für die SCSC-Plattenbrücke dar. Im Normalfall werden hierfür Verrohrungen verwendet. Wo diese aufgrund des erforderlichen Durchflusses nicht ausgeführt werden können, da Rohre nur bis zu gewissen Durchmesser einsetzbar sind, kommen derzeit für Neubauten oft Grobbleche zum Einsatz. Diese können schnell eingebaut werden und stellen ähnlich der Verrohrungen, ein einfaches und wartungsfreies System mit niedriger Bauhöhe dar, welches sich perfekt für diese Anwendung eignet. Früher kamen auch sog. Schienentragwerke zum Einsatz. Dabei handelt es sich um Konstruktionen ähnlich zu WIB-Tragwerken (WIB = Walzträger in Beton). Abbildung 3.2 zeigt ein solches Schienentragwerk. Darin ist auch zu sehen, dass das Schotterbett über dem Tragwerk nicht die Regelhöhe von 50 cm aufweist. Dies ist bei vielen Schienentragwerken der Fall. Aufgrund dessen und da sich viele dieser Tragwerke ihrer geplanten Lebensdauer nähern oder diese bereits überschritten haben, sind sukzessive Ersatzneubauten notwendig.

Ein weiteres Einsatzgebiet für die SCSC-Plattenbrücke, eröffnet sich dort wo geringe Stützweiten in möglichst kurzer Zeit überbrückt werden sollen. Die Platte kann ohne jeder Gleissperre, unmittelbar neben der Endlage zusammengesetzt und betoniert werden. Für die Manipulation auf der Baustelle sind nur verhältnismäßig kleine Hebezeuge notwendig. Die Arbeiten im Gleisbereich beschränken sich für Neubauten auf das Fertigen der Fundierung, das Versetzen der Lagerkonstruktion und Herstellen der Schotteroberbaus. Diese Tätigkeiten sind innerhalb eines Wochenendes ausführbar.

Handelt es sich um einen Ersatzneubau, bei dem eine Fundierung schon vorhanden ist, kann die Bauzeit im Gleisbereich sogar weiter reduziert werden, indem man die Lagerkonstruktion vorab in ein Betonfertigteile einbaut und anliefern. Dieses Fertigteile muss auf der Baustelle lediglich versetzt werden. Die Arbeitsfuge kann dafür ähnlich wie in der vorherigen Abbildung 3.1 erfolgen. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass die Lagerkonstruktion im Fertigteilewerk eingebaut werden kann, wodurch sich das Einrichten und der Toleranzausgleich beträchtlich vereinfacht. Durch den hohen Vorfertigungsgrad und den schnellen Einbau, lassen sich Sperrzeiten auf ein Minimum reduzieren. Daraus resultiert ein hoher monetärer Nutzen für den Bahnbetreiber. Bedingung für



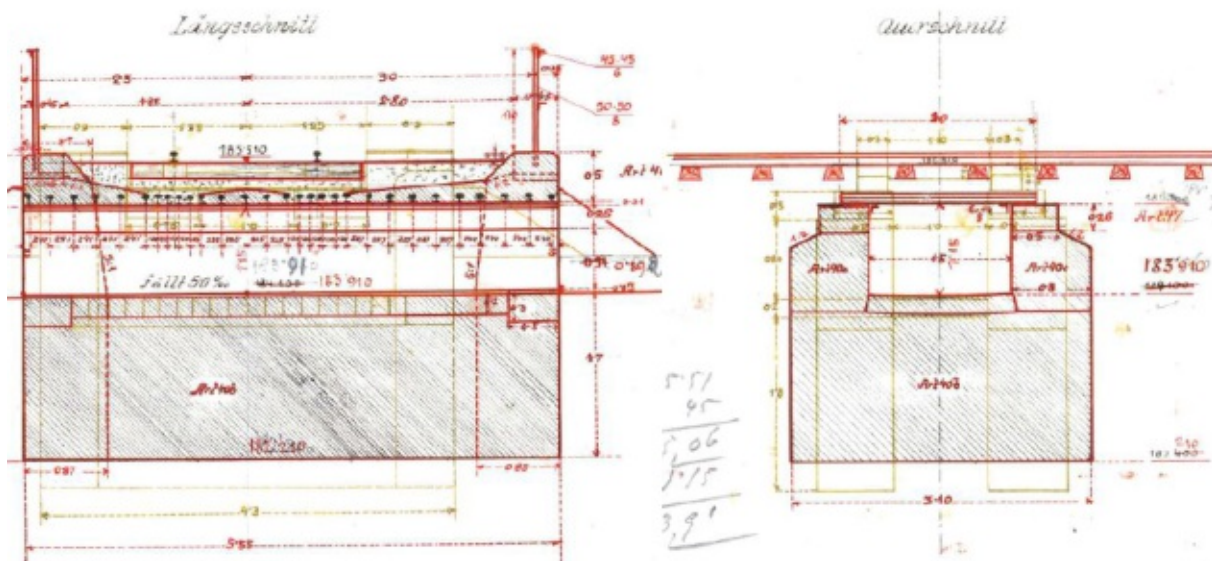


Abb. 3.2: Längs- und Querschnitt eines Schienentragwerk [8](modifiziert)

die Anwendung dieses Systems ist, dass das Gewicht des Fertigteils nicht zu groß wird für den Transport und die Manipulation auf der Baustelle.

Im Vergleich zur SCSC-Plattenbrücke wäre es zwar auch theoretisch möglich, beispielsweise eine Stahlbeton-Rahmenkonstruktion, an einem Wochenende zu errichten. Dies ist aber logistisch und finanziell mit viel mehr Aufwand verbunden und relativiert den Vorteil, der sich aus den kurzen Streckensperrzeiten ergibt.

Gegenüber den Grobblechbrücken, welche sich ebenfalls durch den schnellen Einbau auszeichnen, stellt die große Flexibilität der SCSC-Plattenbrücke einen wesentlichen Vorteil dar. Es ist sowohl möglich die Platte vorab im Werk zu betonieren, als auch die Stahlelemente auf die Baustelle zu liefern und die Montage und das Betonieren vor Ort durchzuführen. Durch die Produktion im Werk steigen zwar die Transport- und Manipulationskosten aufgrund des höheren Gewicht etwas an, die Herstellungskosten jedoch reduzieren sich. Andererseits können durch die Montage vor Ort, Transport- und Manipulationskosten gesenkt werden, wobei sich allerdings die Herstellungs- bzw. Montagekosten durch die Arbeiten auf der Baustelle erhöhen. Zwischen diesen beiden Varianten herrscht ein fließender Übergang. Je nach Bauvorhaben und dort anzutreffender Situation ist es möglich, durch eine gezielte Abstimmung der Varianten, die wirtschaftlich und bautechnisch optimale Lösung zu finden.

Bei Grobblechbrücken gibt es diese Möglichkeiten nicht. Ihre Transport- und Manipulationskosten sind dem hohen Gewicht geschuldet, zumeist höher als jene der SCSC-Platte. Ihr Gewicht ist mit  $931 \text{ kg/m}^2$  (bei einer Höhe von 200 mm) um 325 kg geringer als ein 160 mm dickes Grobblech mit  $1256 \text{ kg/m}^2$ . Diese Grobblechdicke wird für den Vergleich herangezogen, da sie benötigt wird um eine Spannweite von etwa 5,5 m zu erreichen [24]. Eine Weite, welche mit der 200 mm hohen SCSC-Platte realisierbar scheint.

Tabelle 3.1 zeigt das flächenbezogene Gewicht der unterschiedlichen Plattenbrücken. Zusätzlich wird das Gewicht der reinen SCSC-Stahlkonstruktionen, sprich das Gewicht der Platte vor dem Betoniervorgang, angegeben. Wie zuvor beschrieben können durch diese große Gewichtsreduktion

**Tab. 3.1:** Gewichtsunterschiede zwischen Grobblech und SCSC-Platte für diverse Spannweiten

	Dicke [mm]	Spannweite [m]	Gewicht [kg/m <sup>2</sup> ]
Grobblech	160	≈ 5,5	1256
Grobblech	200	≈ 6	1570
SCSC-Platte (ausbetoniert)	200	≈ 3 - 8	931
SCSC-Platte (ohne Beton)	200	–	410

zusätzlich die Transportkosten und Kosten für die Manipulation der Platte auf der Baustelle gesenkt werden. Bei den Angaben zu den Spannweiten der SCSC-Plattenbrücke, ist der geplante Nutzungsbereich angeführt. In wie Weit dieser mit der vorhandenen Plattengeometrie realisierbar ist, muss im Zuge weiterer Forschungen abgeklärt werden. Wie erwähnt sollten Spannweiten bis etwa 5,5 m jedoch möglich sein. Darüber hinaus ist voraussichtlich eine Anpassung der Plattengeometrie notwendig.

Neben den geringeren Transport- und Manipulationskosten betragen die reinen Stahlkosten (Euro/Tonne) der SCSC-Platte weniger als jene der Grobbleche. Dies ist unter anderem auf den eingeschränkten Bedarf, die geringe Verfügbarkeit und den aufwendigeren Herstellungsprozess von Grobblechen mit so großen Dicken zurückzuführen. Die SCSC-Platte hingegen kommt mit üblichen Blechdicken aus, welche gut verfügbar sind und deren Materialkosten sich im Wesentlichen auf den Stahlpreis reduzieren. Außerdem bringen diese Blechstärken den Vorteil, dass sie nachbearbeitbar sind und eine gute Schweißbeignung besitzen. Grobbleche haben aufgrund ihrer Herstellung und der Stahlzusammensetzung eine schlechte Schweißbeignung und weisen eine verhältnismäßig niedrige Kerbschlagzähigkeit auf. Schweißen ist laut ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken [24] deshalb nur in Bereichen ganz niedriger Längsspannungen erlaubt, z. B. für das Anbringen der Knaggen. Falls Hebelaschen notwendig sind, dürfen diese nur in gewissen Bereichen angebracht werden. Weiters ist ein Bearbeiten der Grobbleche, nach Verlassen des Stahlwerks, wegen der „schlechten“ Materialeigenschaften und der großen Dicken, nicht möglich. Ein weiterer Vorteil, resultierend aus den üblichen Blechdicken ist, dass die Geometrie der SCSC-Plattenbrücken beliebig angepasst werden kann und keine Einschränkungen bestehen. Die Geometrie des Grobbleches ist begrenzt durch die vom Stahlwerk herstellbare Bramme und die zulässige Erzeugnisdicke der Grobbleche, welche aufgrund der Sprödbruchsicherheit begrenzt ist. Das Stückgewicht einer Bramme liegt je nach Stahlsorte derzeit bei bis zu 50 Tonnen, im Einzelfall auch darüber hinaus [2]. Spannweiten über 6 m sind mit Grobblechen nur schwer ausführbar. Die SCSC-Plattenbrücke hingegen kann beliebig lang ausgeführt werden.

# Kapitel 4

## Konstruktive Überlegungen als Grundlage zur Modellierung in ABAQUS

Bevor die SCSC-Plattenbrücke in ABAQUS modelliert werden kann, ist es notwendig, einige Details festzulegen. In diesem Kapitel werden die Geometrie der Brücke festgelegt, Varianten für den seitlichen Abschluss entwickelt und Überlegungen zur optimalen Lagerung der SCSC-Platte erarbeitet.

### 4.1 Geometrie der Platte

#### Breite:

Für die gegebenen Festlegungen „Anwendung als Eisenbahnbrücke für eingleisige Strecken mit gerader Gleisachse“ ergibt sich die erforderliche Breite der SCSC-Platte aus den Vorgaben des ÖBB Regelwerk 08.01 - Eisenbahnbrücken und konstruktive Ingenieurbauwerke [26]. Tabelle 4.1 gibt Mindestabstände senkrecht zur Gleisachse in Abhängigkeit zum Geschwindigkeitsbereich an.

**Tab. 4.1:** Mindestabstände zur Gleisachse abhängig vom Geschwindigkeitsbereich [26] (modifiziert)

Abstand zwischen:	Abstand für Geschwindigkeitsbereich:	
	$V_{max} \leq 160$ km/h	160 km/h < $V_{max} \leq$ 250 km/h
Gleisachse – Schotterbetteinfassung	2,20 m	2,20 m
Gleisachse – Innenkante Geländer bzw. Lärmschutzwand	3,10 m	3,60 m
Gleisachse – Innenkante Tragkonstruktion	3,10 m	3,60 m
Gleisachse – Innenkante Tragkonstruktion mit Durchtrittsmöglichkeit zum Außensteg (z. B. bei Fachwerk, Bogentragwerk)	3,00 m	3,00 m

In der aktuellen ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken [24] sind der Randbalken und das Grobblech statisch voneinander getrennt. Für die Ausführung mit SCSC-Platte wird dieses System beibehalten. Die Breite des Tragwerks einer eingleisiger Strecke ist somit nur abhängig von dem Abstand Gleisachse – Schotterbetteinfassung. Dieser ist für alle Geschwindigkeitsbereiche gleich 2,2 m. Daraus ergibt sich eine erforderliche Breite der Plattenbrücke von:

$$b_{SCSC} = 2 * 2,20 \text{ m} = 4,40 \text{ m} \tag{4.1}$$

#### Länge:

Die Spannweite der Platte wird für die FE- Untersuchungen festgelegt mit 4,5 m. Diese Länge liegt in etwa im Bereich der vorausgegangen Untersuchungen zu den Trogbrücken. Um den von



der ÖBB gewünschten Spannweitenbereich von etwa 3-8 m abzudecken, müssen für Spannweiten über 4,5 m weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Um größere Spannweiten bis zu 8 m zu erzielen, ist voraussichtlich eine Anpassung der Plattengeometrie notwendig, da sich in den Untersuchungen von Takács herausgestellt hat, dass sich bei etwa 4 m der Ermüdungsnachweis als begrenzender Faktor darstellt [29]. Das Ermüdungsverhalten der SCSC-Plattenbrücke wird in Abschnitt 5.5.2 mit den Ergebnissen aus [29] verglichen. Die Platte hat einen Überstand von 295 mm über die Lagerachse, voraus sich die Gesamtlänge, bei einer Spannweite von 4,5 m, zu 5,09 m ergibt (siehe auch Abbildung 4.3a).

#### Anordnung der Dübelleisten:

Bedingt durch die erforderliche Breite der Platte ist eine äquidistante Aufteilung der Dübelleisten mit Abständen von 500 mm, wie sie in allen vorausgegangene Forschungen verwendet wurde, nicht zweckmäßig. Bei der gegebenen Breite  $b_{SCSC} = 4,40 \text{ m}$ , bieten sich zwei Optionen für die äquidistante Aufteilung an:

- **Variante 1:**

Der Achsabstand beträgt bei dieser Variante **400 mm**. Daraus resultieren zwölf Dübelleisten verteilt über die Breite der Platte. Auf dem Deck- bzw. Bodenblech sind je 6 Dübelleisten angeschweißt (Abbildung 4.1). Nachteilig ist der unsymmetrische Querschnitt.

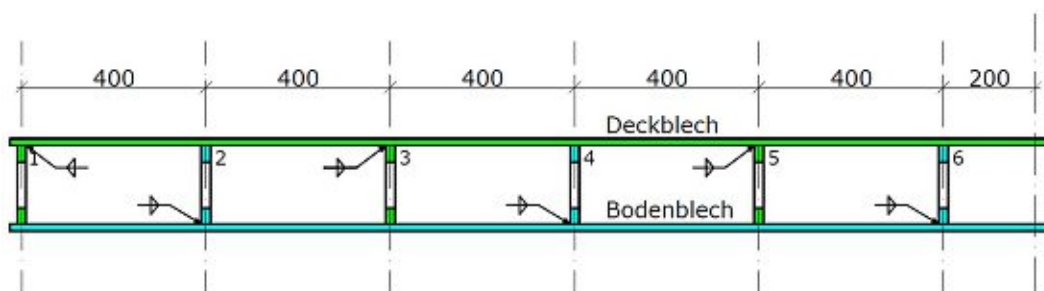


Abb. 4.1: Variante 1 mit Achsabstand 400 mm

- **Variante 2:**

Hier beträgt der Achsabstand **440 mm**. Daraus resultieren elf Dübelleisten verteilt über die Breite der Platte. Die ungerade Anzahl an Dübelleisten bedingt, dass auf einem der äußeren Bleche eine Dübelleiste mehr angeschweißt ist (Abbildung 4.2). Daraus ergibt sich ein symmetrischer Querschnitt.

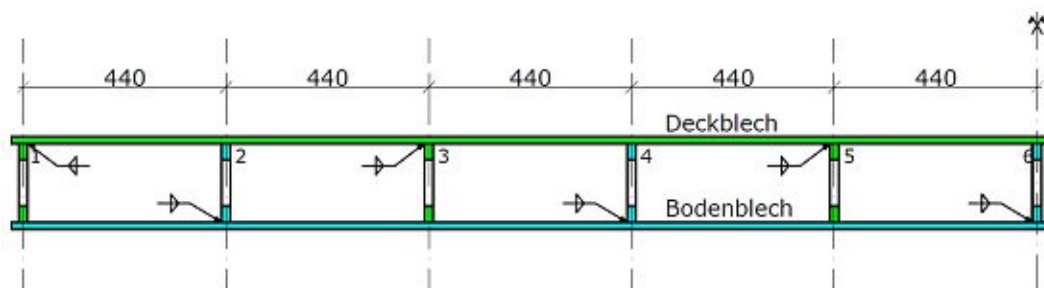


Abb. 4.2: Variante 2 mit Achsabstand 440 mm

Die Ausbildung der Randbereiche wurde in den Abbildungen 4.1 und 4.2, zu den verschiedenen Varianten zur Dübelleistenanordnung, nicht berücksichtigt. In Abschnitt 4.3.1 folgen dazu Variantenvergleiche.

Takács hat bei der Gegenüberstellung der maximalen Spannungs- und Dehnungswerte bzw. der resultierenden Wöhlerlinien in [29] festgestellt, dass die oben angeschweißten Dübelleisten die größten Beanspruchungen erfahren und maßgebend sind. Es ist davon auszugehen, dass es besser ist, wenn mehr Dübelleisten oben angeschweißt sind. Variante 2 ermöglicht dies, weswegen sie bevorzugt wird und nur noch an dieser weitergeforscht wird. Weiters ist davon auszugehen, dass es konstruktiv günstiger ist, wenn die Dübelleisten symmetrisch um die Mittelachse der Platte verteilt sind und beim Ineinandergreifen der Bleche, das eine Blech sozusagen vom anderen Blech und dessen Dübelleisten umschlossen wird. Ein weiterer Grund, welcher für Variante 2 spricht, ist der Achsabstand von 440 mm, welcher näher an den vorausgegangenen Forschungen zur SCSC-Platte liegt. Inwieweit es sich auswirkt, ob mehr Dübelleisten oben oder unten angeschweißt werden, wird im Rahmen der Parameterstudien (Abschnitt 5.4) analysiert.

#### **Blehdicken:**

Die Blehdicken der SCSC-Platte werden von Steurer aus [28] übernommen. In ihren Versuchen wies die Platte eine sehr hohe Duktilität, Biegesteifigkeit und Traglast auf. Für die Untersuchung der Plattenbrücke mit 4,5 m Spannweite besteht kein Grund, diese zu ändern.

- Deckblech:  $t = 15$  mm
- Bodenblech:  $t = 15$  mm
- Dübelleisten:  $t = 20$  mm

Aus Fertigungsgründen werden für die Entwicklung der SCSC-Plattenbrücke keine neuen Blehdicken eingeführt. Alle neuen Bleche werden entweder 15 mm oder 20 mm dick ausgeführt.

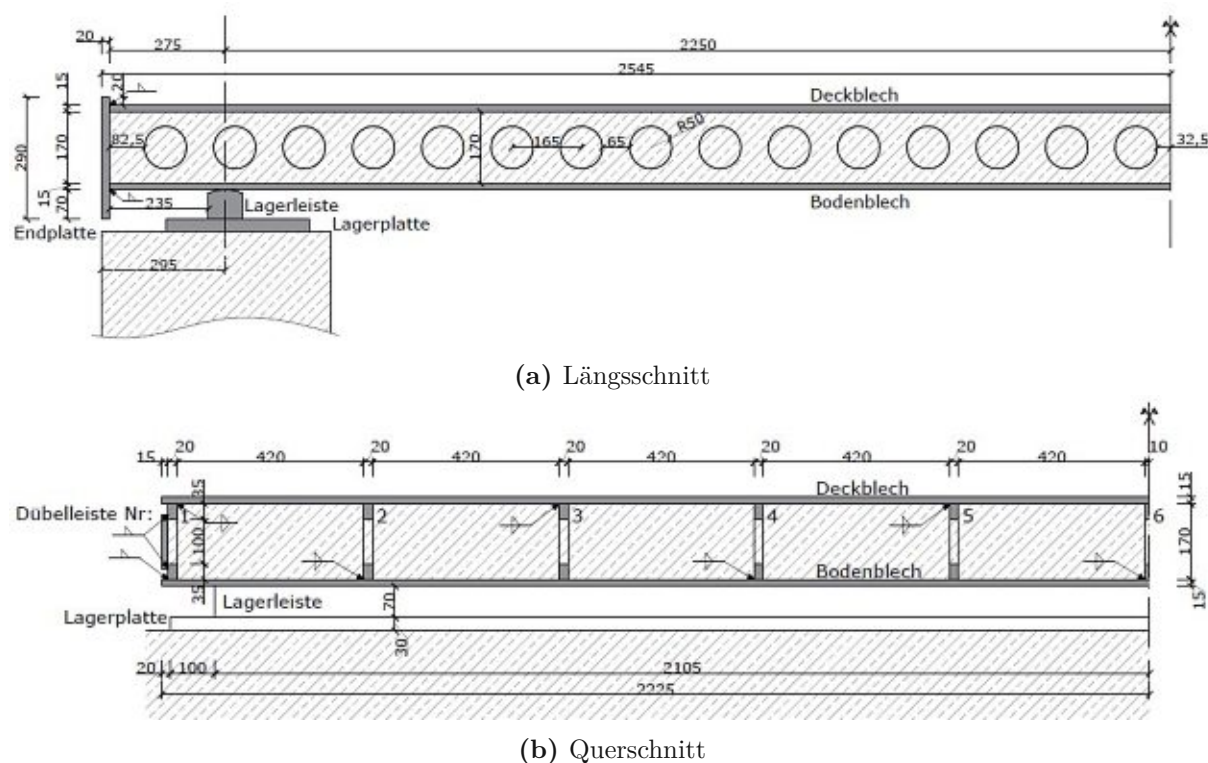
#### **Resultierende Geometrie:**

Die Abbildungen 4.3a und 4.3b zeigen den Längs- und Querschnitt einer halben Plattenbrücke mit 4,5 m Spannweite. Es wird beispielhaft die Auflagerung auf einer Stahlleiste wie in [24] verwendet. Die Randdübelleiste wird in dieser Abbildung nach Variante 4 aus Abschnitt 4.3.1.4 ausgeführt.

## **4.2 Allgemeine Überlegungen zur Lagerung der SCSC-Platte**

Die Lagerung der Brücke erfolgt quasi-schwimmend mittels einer über die Breite der Platte durchgehenden Linienlagerung. Gemeinsam mit dem Fachbereich Brückenbau der ÖBB Infrastruktur AG wurde diese Art der Lagerung, im Vergleich zu einer Punktlagerung, als konstruktiv am günstigsten beurteilt [6]. Nachteilig dabei ist, dass sich die Platte in Querrichtung nicht frei verdrehen kann. Dadurch auftretende Zwänge stehen im Widerspruch zu dem Grundsatz „Die Lagerung eines Bauwerks sollte zwängungsarm sein“ [3, S.7]. Aufgrund der kurzen Stützweiten und der Tatsache, dass das Tragwerk durch das Schotterbett und den daneben liegenden Randbalken weitestgehend vor Sonneneinstrahlung geschützt ist, spielt der Zwang allerdings eine untergeordnete Rolle. Weiters überwiegen die Vorteile, welche mit einer Linienlagerung einhergehen, da Punktlager die folgenden Nachteile mit sich bringen:

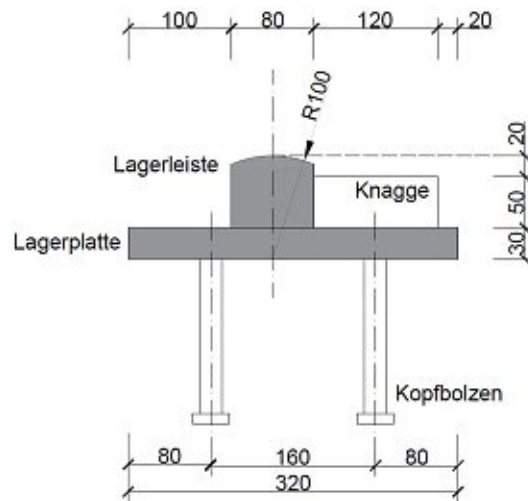
- Bei Punktlagern handelt es sich zumeist um Bauteile mit hohen Anforderungen an Herstellung, Transport und Montage.



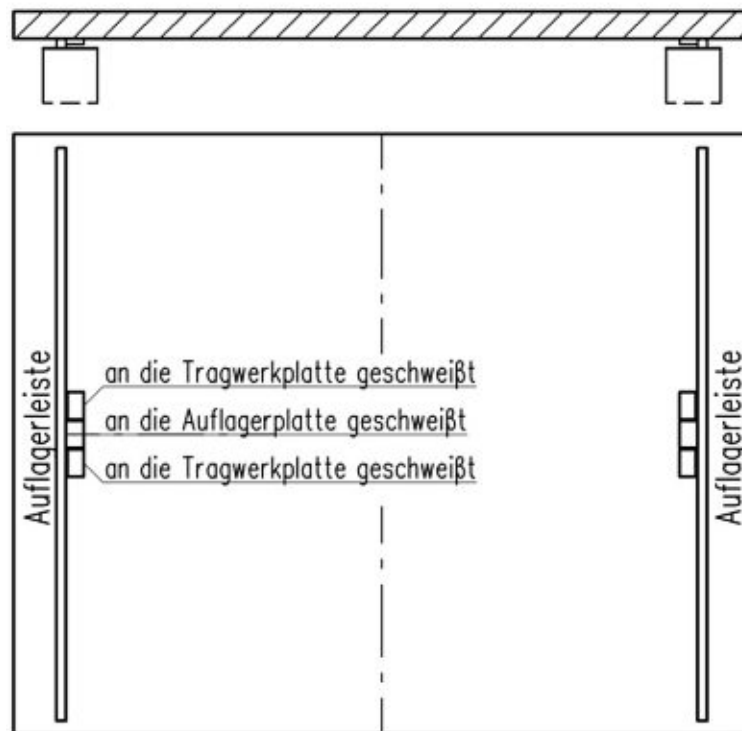
**Abb. 4.3:** Geometrie der SCSC-Plattenbrücke mit Prinzipdarstellung der Auflagerung (Maße in mm)

- Bedingt durch die hohen Einbautoleranzen und dem Vorhandensein von vier unabhängigen Brückenlagern, gestaltet sich das Einrichten und der Toleranzausgleich beim Einheben der Platte erheblich schwieriger, als beispielsweise bei einer Stahllagerleiste wie in der ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken.
- Die konzentrierte Lasteinleitung erfordert konstruktive Maßnahmen, wie beispielsweise Lagersteifen im Inneren der Platte.
- Aus dem Vorteil, dass eine Punktagerung zwängungsarm ist und eine Verdrehung in Querrichtung möglich ist, folgt die Forderung einer ausreichenden Steifigkeit der Platte in Querrichtung und eventuell der Bedarf eines Endquerträgers.

Eine Option für die Lagerung der SCSC-Platte ist die Ausführung nach der ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken. Diese sieht eine quasi-schwimmende Lagerung der Platte auf quer laufenden Stahllagerleisten vor. Horizontalverschiebungen werden durch ein System aus aufgeschweißten Knaggen begrenzt [24]. Abbildung 4.4 zeigt ein Prinzip-Beispiel für die Ausführung der Lagerleisten. In Abbildung 4.5 ist die Anordnung der Knaggen ersichtlich. Vorteil dieses Systems ist die einfache Anwendung und der schnelle Einbau des Lagers und der Brücke, im Vergleich zu einer Punktagerung. Weiters ist die Lagerkonstruktion wartungsfrei. Sie kann durch ihre niedrige Höhe und der durchgehenden Lagerleiste allerdings nur von einer Seite inspiziert werden. Auch wenn der Einbau sehr schnell und einfach ist, birgt die Regelplanung-Grobblechbrücke Nachteile, welche für die Verwendung bei der SCSC-Plattenbrücken zu beachten sind.



**Abb. 4.4:** Beispiel für Auflagerung der Grobblechbrücke mittels Stahllagerleisten (Maße in mm)(nach [24])



**Abb. 4.5:** Anordnung der Knaggen zur Begrenzung von Horizontalverschiebungen bei Tragwerken mit einem Grobblech je Gleis [24](modifiziert)

Da das Grobblech verzogen und nie plan aus der Walzung im Stahlwerk kommt, muss die Lagerleiste an der Geometrie des Grobbleches ausgerichtet werden, um ein vollflächiges Aufliegen des Bleches auf der Leiste zu gewährleisten. Das exakte Versetzen und Ausrichten der sehr schlanken und dadurch relativ weichen Lagerleisten auf der Baustelle stellt sich in der Praxis

oft als schwierig heraus. Wenn möglich werden die Lagerleisten daher bereits im Werk, unter günstigeren Bedingungen in ein Fertigteil, einbetoniert. Dieses muss auf der Baustelle nur noch versetzt werden. Aufgrund des hohen Gewichts der Lagerkonstruktion und des Betonfertigteils ist diese Lösung jedoch nicht immer ausführbar.

Liegt das Grobblech nicht vollflächig auf den Lagerleisten auf, wurde bei Bestandsobjekten der ÖBB festgestellt, dass die Grobblechbrücken bei der Zugüberfahrt zu „klappern“ beginnen [6]. Verglichen werden kann dieses Phänomen mit einem vierbeinigen Tisch, der nur auf drei Beinen steht. Daraus ergeben sich unter anderem die folgenden Probleme:

- Unregelmäßige Abnutzung der Stahllagerleiste und des Grobbleches
- Abnutzung des Korrosionsschutzes
- Destabilisierung des Schotterbettes und damit einhergehende Zertrümmerung des Schotters durch die Vibrationen
- Erhöhte Lärmemissionen durch das Aneinanderschlagen der Stahlteile

Die Auflagerung auf Stahllagerleisten hat sich bei der Anwendung bei Grobblechbrücken über die Jahre bewährt. Solange eine vollflächige Auflagerung sichergestellt werden kann, handelt es sich dabei um ein einfaches System, welches für den Einsatz bei kurzen Stützweiten eine befriedigende Lösung darstellt. Für die Anwendung der Lagerleiste bei der SCSC-Plattenbrücken ist beim Einbau auf dieselben Punkte zu achten wie bei den Grobblechbrücken, um ein „Klappern“ der Brücke zu vermeiden. Zusätzlich müssen bei der Herstellung der SCSC-Platte Unebenheiten im Auflagerbereich ausgebessert bzw. vermieden werden. Besonders nach dem Aufschweißen der Dübelleisten ist darauf zu achten, dass sich das Bodenblech nicht wellt. Beim Ausbetonieren der Platte ist durch konstruktive Maßnahmen sicherzustellen, dass das Bodenblech aufgrund des hydrostatischen Drucks des Betons, im Auflagerbereich nicht ausbeult. In diesen Arbeitsschritten liegt der große Vorteil der SCSC-Platte. Während ein Grobblech nie plan aus dem Stahlwerk kommt und ein Bearbeiten im Nachhinein nicht möglich ist, kann bei der SCSC-Platte garantiert werden, dass sie im Auflagerbereich eben ist.

Da die Brücke bei der Zugüberfahrt nicht gleichmäßig über die Breite der Platte belastet wird, ist neben dem Aufliegen der Platte für eine optimale Lagerung entscheidend, wie sie sich unter Last in Querrichtung verformt. Dabei muss unter anderem bei der Ausführung des Randbereiches darauf geachtet werden, dass es zu keinen großen Steifigkeitssprüngen in Querrichtung kommt, um ein Aufschüsseln der Platte an den Rändern zu vermeiden. Diese Punkte werden im Zuge der FE- Modellierungen in Kapitel 5 untersucht.

Ein Lagerungskonzept bei der die Problematik des optimalen Aufliegens eine untergeordnete Rolle spielt, wäre die Lagerung auf einer nachträglich ausinjizierten Betonleiste (siehe Abbildung 4.6)[6]. Die Platte wird dabei auf Kunststoffleisten aufgelegt, welche als verlorene Schalung und als Distanzhalter fungieren. Ein Neoprenstreifen, welcher auf die Platte geklebt wird, nimmt Verformungen auf und verhindert ein Abplatzen der Betonkanten. Der Zwischenraum wird mit Vergussmörtel ausinjiziert. Dadurch ist sichergestellt, dass die Platte vollflächig aufliegt. Die Lagerung ist, wie im Fall der Stahllagerleiste, quasi-schwimmend. Um Horizontalverschiebungen zu begrenzen, sind Festhaltekonstruktionen vorzusehen. Dies kann beispielsweise wie bei der Regelplanung-Grobblechbrücken [24] über Knaggen geschehen, welche an der SCSC-Platte und auf einem einbetonierten Einbauteil in der Auflagerbank angeschweißt werden. Abgesehen von

der Knaggenkonstruktion sind keine weiteren konstruktiven Elemente notwendig. Im Vergleich zur Stahllagerleiste entfällt das Versetzen und Einrichten des Lagers, wodurch sowohl Zeit als auch Kosten gespart werden. Wie gesagt, handelt es sich bei dieser Lagerung um ein Konzept, welches noch nicht voll ausgereift ist und dessen Funktionalität und Zuverlässigkeit noch näher betrachtet werden muss.

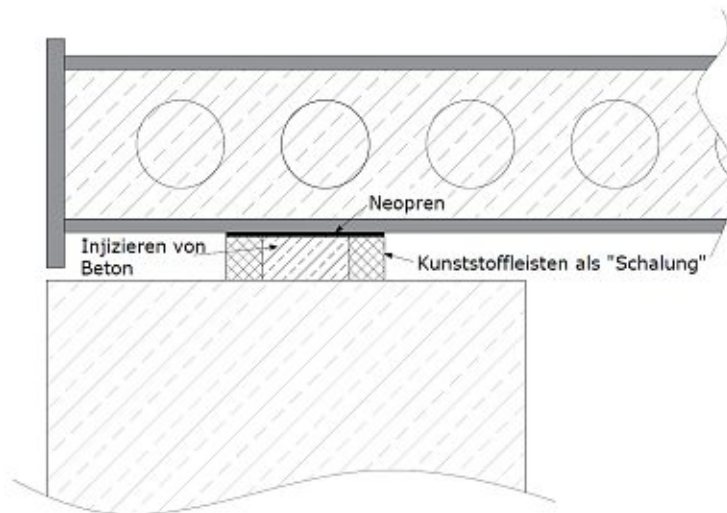


Abb. 4.6: Systemskizze: Ausinjizierte Betonleiste

Neben der Auflagerung mit Stahlleisten nach der Regelplanung für Grobblechbrücken, wurden in Streckennetz der ÖBB zwei weitere Lagerungsarten ausgeführt [6]:

- **Direkter Anschluss mit Kopfbolzen:**

Bei der ersten Variante wird das Grobblech über aufgeschweißte Kopfbolzendübel direkt mit dem Widerlager verbunden (siehe Abbildung 4.7). Ein Kompriband soll Bewegungen der Platte aufnehmen und ein Abplatzen der Betonkante verhindern. Durch diese Lagerung wird die Problematik des „Klapperns“ eliminiert. Sie kann jedoch aufgrund der dabei auftretenden Zwänge nur für kleine Stützweiten sinnvoll angewendet werden.

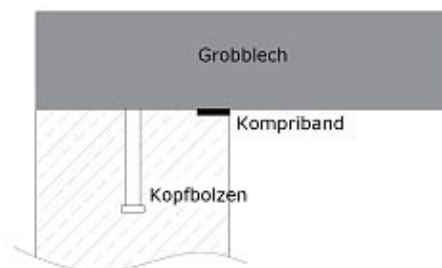


Abb. 4.7: Systemskizze: Anschluss des Grobbleches mittels Kopfbolzen

- **Lagerung auf Elastomerstreifen:**

Bei der zweiten Variante liegt das Grobblech auf einem Elastomerstreifen auf. Horizontalverschiebungen werden mit Dollen begrenzt, welche über Bohrungen durch das Grobblech gesteckt werden (siehe Abbildung 4.8).



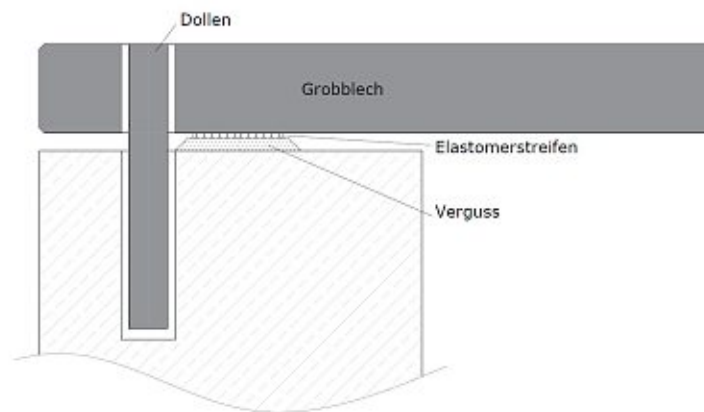


Abb. 4.8: Systemskizze: Lagerung des Grobbleches auf Elastomerstreifen

Der Anschluss des Grobbleches mit Kopfbolzen wurde von den ÖBB bisher nur bei kleinen Gerinnewerkschritten verwendet. Diese Variante ist keine Option für die angestrebten Spannweiten der SCSC-Plattenbrücke und wird daher nicht weiter betrachtet.

Die Lagerung auf Elastomerstreifen hat sich in der Praxis nicht bewährt. Bei den verwendeten Elastomerstreifen handelte es sich um Erdbebenlager aus dem Hochbau, welche eine Zulassung für die notwendige Dauerbelastbarkeit und Dämpfungswirkung haben. Diese Lagerbaustoffe sind jedoch wenig verfügbar und vergleichsweise teuer. Weiters sind sie in den Lagernormen ÖNORM EN 1337 [14] nicht genormt. Problematisch ist außerdem die Festhaltung der Brücke in Längs- und Querrichtung mit den durchgesteckten Dollen [6]. Die Lagerung nach ÖBB-Regelplanung auf Stahlleisten hat sich als vorteilhafter herausgestellt, da es sich hierbei um eine robustere und kostengünstigere Konstruktion handelt, welche diese Probleme nicht hat. Die Lagerung auf Elastomerstreifen wird demnach ebenfalls nicht weiter betrachtet.

## 4.3 Überlegungen zur konstruktiven Ausbildung der Randbereiche

Bei der Verwendung der SCSC-Platte als Fahrbahnplatte für Trogbrücken wird die Platte vollständig von den Haupt- und Endquerträgern umschlossen. Da diese jedoch bei der SCSC-Plattenbrücke entfallen, müssen Details für die Ausbildung der Randbereiche ausgearbeitet werden, bevor die Platte in ABAQUS modelliert wird.

### 4.3.1 Randdübelleiste

Die in Abschnitt 2.2 beschriebenen Druckdiagonalen, welche sich im Beton zwischen den Dübelleisten bilden, müssen sich auch in den äußersten Feldern der Platte abstützen können. Den seitlichen Abschluss der Platte mit einem vollen Blech auszuführen (Abbildung 4.9) wäre möglich, ist jedoch aufgrund diverser Überlegungen keine Option. Auf einem vollen Blech können sich die Druckdiagonalen nicht abstützen, die Längskomponente (siehe Abbildung 4.10a) kann nicht örtlich ins Blech eingeleitet werden, wodurch sich über die Länge der Platte alle Längskomponenten der Druckdiagonalen aufsummieren (Abbildung 4.10b).

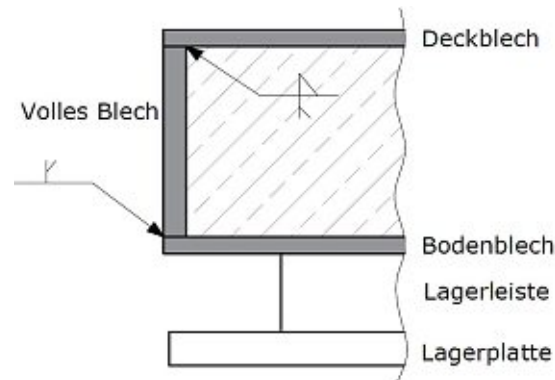
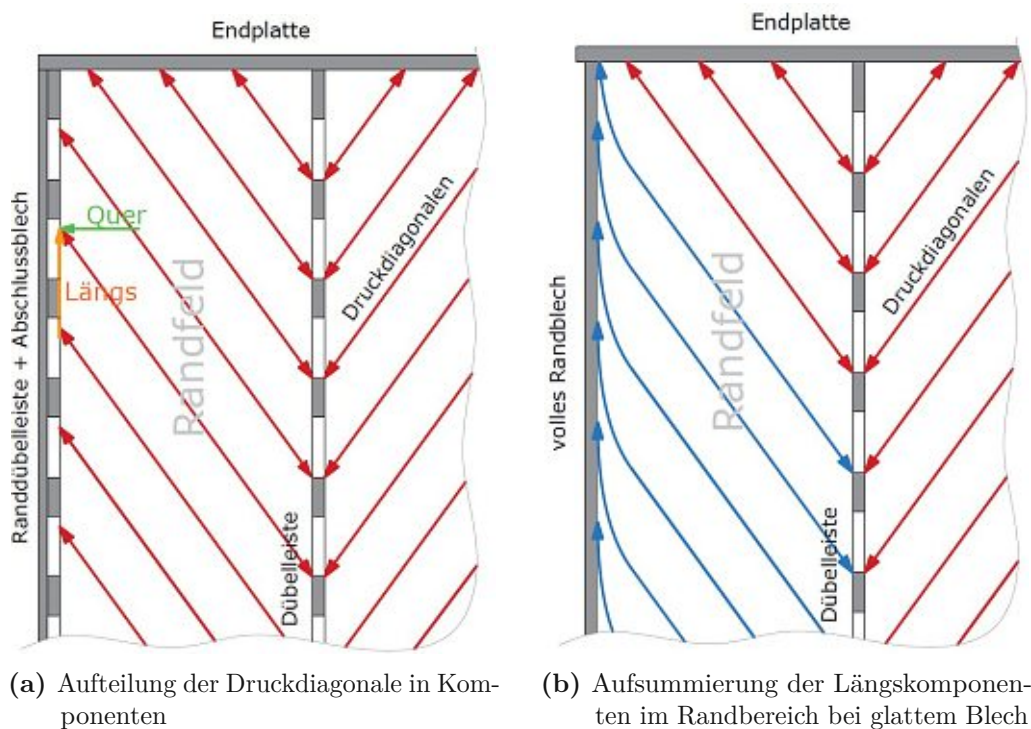


Abb. 4.9: Seitlicher Abschluss der Platte mit einem vollen Blech

Die daraus resultierende Kraft muss von der Endplatte aufgenommen und in das Deckblech weitergeleitet werden, wodurch die dort situierte Schweißnaht sehr stark belastet wird. Des Weiteren verlieren die beiden Randfelder aufgrund der geringeren Dübelwirkung an Steifigkeit, da sich die Druckdiagonalen nur einseitig abstützen können. Dieser Umstand wird jedoch durch das Anschweißen des Bleches am Deck- und Bodenblech etwas kompensiert. Um eine optimale Abtragung der Verbundkräfte im Beton zu gewährleisten, ist es demnach notwendig, am Rand ebenfalls Dübelleisten anzuordnen. Diese werden infolge als Randdübelleisten bezeichnet. Auf



(a) Aufteilung der Druckdiagonale in Komponenten  
(b) Aufsummierung der Längskomponenten im Randbereich bei glattem Blech

Abb. 4.10: Problematik bei Ausführung der Randbereiche mit glattem Blech

den Dübelleisten im Inneren der Platte stützen sich von beiden Seiten Druckdiagonalen ab, wobei sich deren Querkomponenten gegenseitig aufheben. Im Randfeld ist dies nicht der Fall wodurch die Randdübelleiste eine erhöhte Beanspruchung in Querrichtung erfährt. Um diese Querkomponente aufzunehmen sind konstruktive Maßnahmen zu treffen. In den folgenden Abschnitten 4.3.1.1 bis 4.3.1.5 werden verschiedene Ausführungen vorgestellt, sowie deren Vor- und Nachteile



abgewogen. Die in den kommenden Abbildungen angeführten Schweißnähte stellen immer die Mindestanforderung in Bezug auf die Tragfähigkeit des Anschlusses dar. Ist beispielsweise eine HY-Naht eingezeichnet, kann es nach den FE- Berechnungen notwendig sein, stattdessen z. B. eine DHY- oder HV-Naht auszuführen. Dies gilt sinngemäß für alle angeführten Schweißnahtformen.

Wird die SCSC-Platte bei Trogrücken angewendet, sind alle Dübelleisten entweder am Deck- oder Bodenblech angeschweißt. Da die Randdübelleisten bei der Verwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke immer frei zugänglich sind, ist es möglich, sie sowohl oben am Deckblech als auch unten am Bodenblech anzuschweißen. Eine daraus resultierende Erhöhung der Längsbiegesteifigkeit im Randbereich ist vorteilhaft für die Tragfähigkeit der Platte. Diese lokale Erhöhung der Steifigkeit im äußersten Feld führt jedoch zu größeren Relativverformungen in Querrichtung, wodurch möglicherweise ein Problem bei der Auflagerung der Platte entsteht. Inwieweit das Anschweißen der Randdübelleiste ans Deck- und Bodenblech sinnvoll ist, wird im Zuge der FE-Berechnung untersucht.

#### 4.3.1.1 Variante 1: Schutzbeschichtung

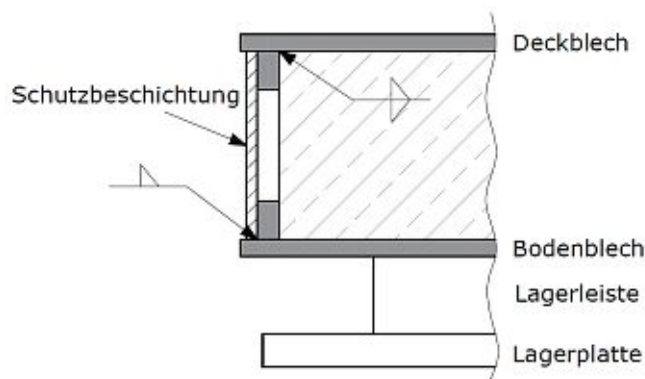


Abb. 4.11: Beschichtung als Schutz für Beton

Bei dieser Lösung wird eine mechanische Schutzbeschichtung (in Abbildung 4.11 symbolisch dargestellt) auf die Randdübelleiste aufgebracht. Diese soll lediglich den Beton vor Umwelteinflüssen schützen. Sie ist nicht tragfähig. Längskomponenten, die als Anteil aus den Druckdiagonalen entstehen, können teilweise durch die Randdübelleiste abgetragen werden (siehe Abbildung 4.10a). Die Querkomponenten der Druckdiagonalen können von der Beschichtung nicht aufgenommen werden. Diese Variante ist keine Option und wird nicht weiter betrachtet.

#### 4.3.1.2 Variante 2: Volles Blech mit „Knaggen“

Bei dieser Variante wird ein volles Blech mit 20 mm Dicke verwendet. Auf der innenliegenden Seite werden, dort wo sonst Dübellöcher wären, „Knaggen“ angeschweißt. Auf diesen können sich die Druckdiagonalen abstützen und dienen sozusagen als Ersatz für die Dübellöcher. Takács hat in [29] festgestellt, dass die Dübelleisten im Bereich der Dübellöcher, wo die Lasteinleitung der Druckdiagonalen in die Dübelleiste erfolgt, ermüdungstechnisch am meisten beansprucht werden. Die Schweißnähte rund um die Knaggen, im Bereich der Lasteinleitung der Druckdiagonalen könnten sich demnach als problematisch herausstellen. Weiters ist zu beachten, dass bei einer Dübelleiste mit Löchern, der Beton umschlossen wird, die Knaggen jedoch würden den Beton spalten. Diese Variante ist keine Option und wird nicht weiter betrachtet.

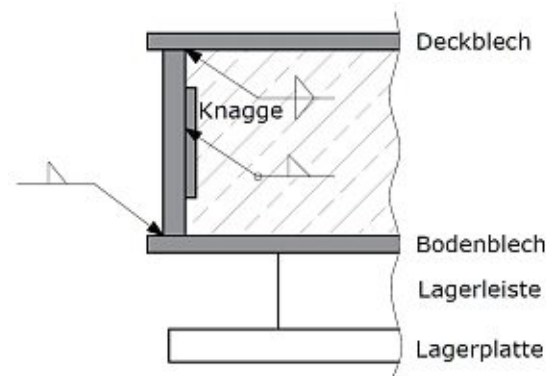


Abb. 4.12: Volles Blech mit innenliegenden „Knaggen“

#### 4.3.1.3 Variante 3: Durchgehendes Abdeckblech ringsherum angeschweißt

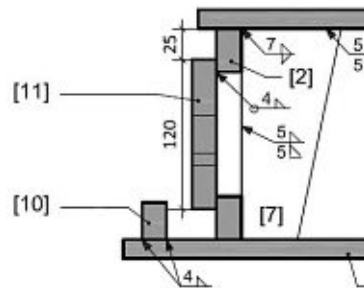


Abb. 4.13: Abdeckblech innen ringsum angeschweißt [28](Planauszug)

Diese Variante wurde von Steurer bei ihren Großversuchen verwendet [28]. Dabei wurde ein 20 mm dickes Blech, mittels ringsum in den Dübellöcher laufende Kehlnähte, auf die Randdübelleiste angeschweißt. Dabei wurde das Blech, um die Biegesteifigkeit im Randbereich nicht zu sehr zu erhöhen, sägeblattförmig ausgeschnitten (siehe Abbildung 4.14). Das Blech dient zum Schutz des Betons und leitet in Querrichtung wirkende Kräfte in die Randdübelleiste ab. Problematisch sind dabei die ringsherum geführten Schweißnähte, da dieser Bereich wie bei Variante 2 beschrieben, ohnehin schon ermüdungstechnisch hoch beansprucht ist. Für eine Anwendung unter realen Bedingungen sind außen zwischen der Randdübelleiste und dem sägeblattförmigen Abdeckblech zusätzliche Schweißnähte erforderlich, um den Spalt oben und unten zu schließen. Diese Variante ist keine Option und wird nicht weiter betrachtet.

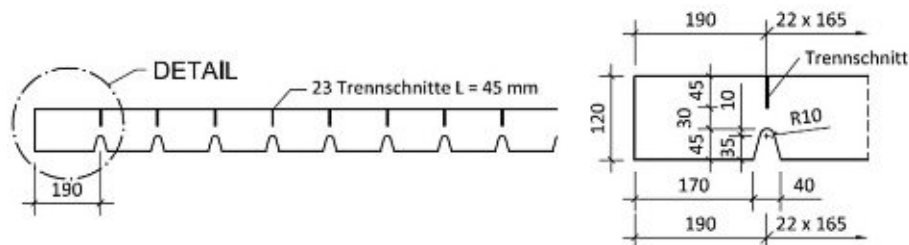
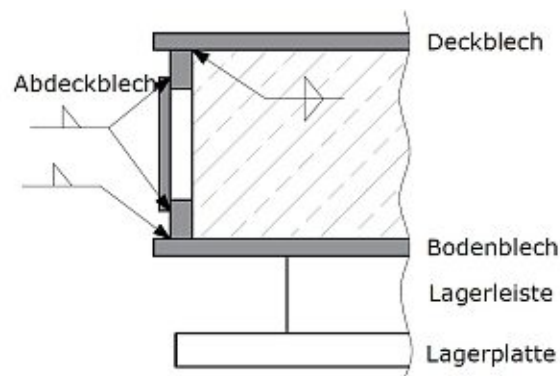


Abb. 4.14: Sägeblattförmiges Blech für den Abschluss der Platte [28](Planauszug)

#### 4.3.1.4 Variante 4: Durchgehendes Abdeckblech außen angeschweißt



**Abb. 4.15:** Abdeckblech außen mittels Kehlennähte angeschweißt

Diese Variante ähnelt der obigen Variante 3. Im Gegensatz dazu wird ein rechteckiges Abdeckblech außen mittels Kehlennähten auf die Randdübelleiste geschweißt. Es schützt den Beton vor Umwelteinflüssen und leitet in Querrichtung wirkende Kräfte in die Randdübelleiste ab. Die problematischen Schweißnähte innen in den Dübellöchern wie in Variante 3 entfallen. Hinzu kommt, dass der Fertigungsaufwand reduziert wird, da die notwendigen Nähte, im Vergleich zu den ringsum geführten Nähten, gerade sind und in Wannenlage teilautomatisiert geschweißt werden können.

#### 4.3.1.5 Variante 5: Abschlussblech über gesamte Höhe

Bei dieser Variante wird vor der Randdübelleiste ein Abschlussblech vorgesehen, welches am Deck- und Bodenblech angeschweißt wird. Die Randdübelleiste nimmt die aus den Druckdiagonalen entstehende Längskomponente auf. Das 15 mm dicke Abschlussblech nimmt die Querkomponenten aus den Druckdiagonalen auf. Der große Vorteil dieser Variante ist die Trennung der Tragfunktionen der jeweiligen Bleche, wodurch im Vergleich zu Variante 4, die Randdübelleiste entlastet wird. Für die Ausführung des Abschlussbleches und dessen Schweißnähte gibt es verschiedene Möglichkeiten. Eine Auswahl ist in Abbildung 4.16 dargestellt. In den Teilbildern 4.16a und 4.16b wird das Abschlussblech zwischen dem Deck- und Bodenblech eingepasst. Falls sich bei der FE-Berechnung herausstellt, dass die in Klammer gesetzten HY-Nähte notwendig werden, müssen diese nachbearbeitet werden. Die Variante in Teilbild 4.16a hat gegenüber 4.16b den Vorteil, dass dank der Kehlennähte keine zusätzliche Schweißnahtvorbereitung des Abschlussbleches erforderlich ist. Die Variante aus Teilbild 4.16c hat den Vorteil, dass ein Einpassen des Abschlussbleches zwischen Deck- und Bodenblech nicht notwendig ist. Ein Problem ist jedoch der Platzmangel beim Anschweißen des Abschlussbleches und ein damit eventuelles Abschmelzen der Kanten des Deck- und Bodenbleches. Von diesen drei Teilbildern, wird nachfolgend nur noch 4.16a weiter betrachtet, da sich diese Lösung als am zweckmäßigsten darstellt.

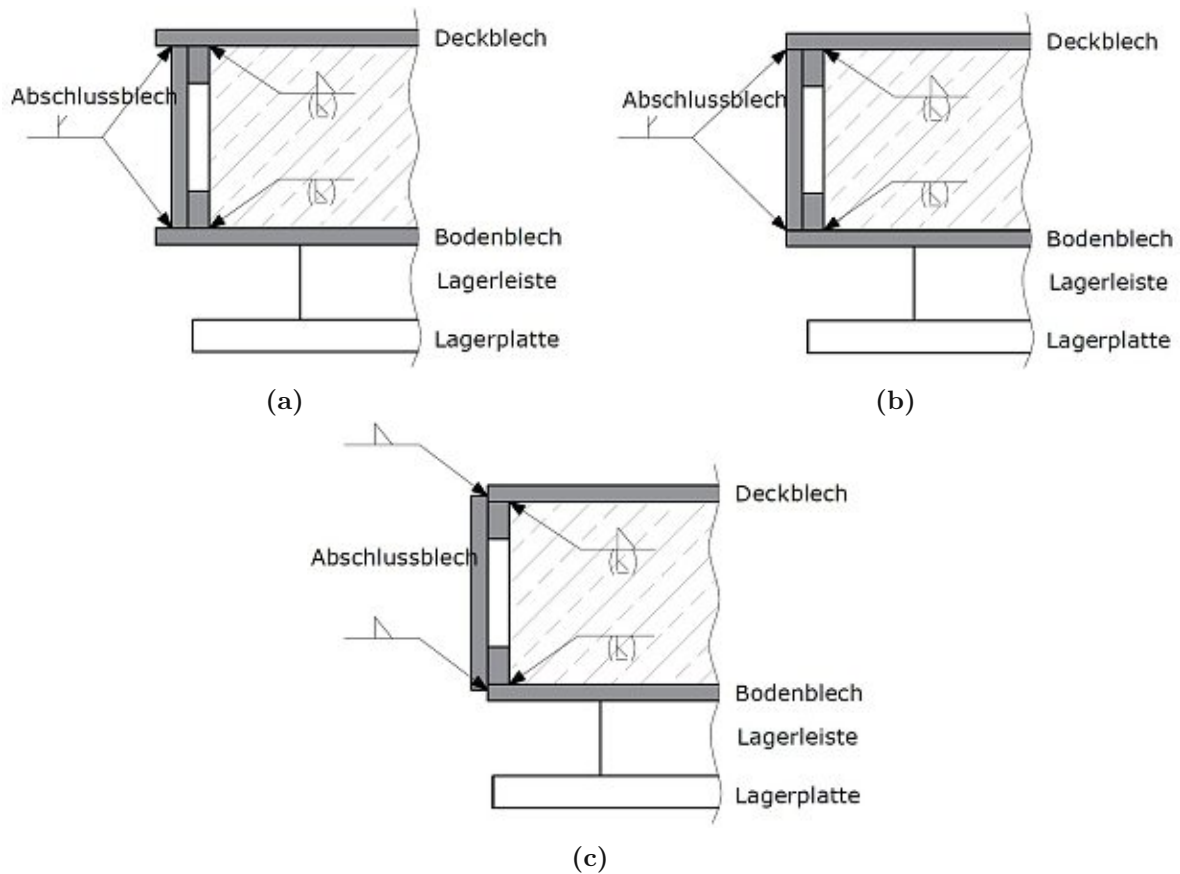


Abb. 4.16: Verschiedene Varianten für die Ausführung des Abschlussblech

#### 4.3.1.6 Conclusio zu den Varianten

Die Varianten 1 und 2 haben wesentliche Schwächen in den Lastabtragung, weshalb sie für die konstruktive Ausbildung des Randbereiches nicht in Frage kommen. Beim modifizierten Abdeckblech aus den Großversuchen von Steurer in [28] handelt es sich um eine besondere Ausführung, welche dezidiert für Versuche konstruiert wurde, jedoch unter realen Bedingungen Schwächen in der Ausführung und Ermüdung aufweist. Für die Ausbildung des Randbereiches kommen demnach nur die Varianten 4 und 5 in Frage. Tabelle 4.2 fasst die Ergebnisse der Untersuchungen in Form einer Stärken-Schwächen-Analyse zusammen.

Tab. 4.2: Vergleich der Stärken und Schwächen

	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4	Variante 5
Lastabtragung	-	-	~	~	+
Fertigungsaufwand	+	~	-	+	~
Ermüdung	~	-	-	~	~

+ ... Gut, ~ ... Neutral, - ... Schlecht

Die Variante 4 mit Abdeckblech zeichnet sich durch den geringen Fertigungs- und Schweißaufwand aus. Es sind keine Bleche einzupassen, die Nähte können in idealer Lage geschweißt werden und es ist kein Abfasen der Bleche zur Schweißnahtvorbereitung notwendig. Ein Nachteil ist, dass bei dieser Variante die Randdübelreihe sowohl die Längs- als auch die Querkomponenten der Druckdiagonalen aufnehmen muss. Bei Variante 5 ist dies nicht der Fall. Durch das direkte Anschweißen des Abschlussbleches am Deck- und Bodenblech wird die Randdübelreihe entlastet. Diese Konstruktion erfordert jedoch ein Anarbeiten und Einpassen des Abschlussbleches, sowie eine eventuelle Nachbearbeitung der Schweißnähte der Randdübelreihe.

Für die FE- Modellierung werden infolge nur die Variante 4 und Variante 5, Teilbild 4.16a weiter betrachtet.

### 4.3.2 Endplatte

Wird die SCSC-Platte in einer Trogbrücke verbaut, werden das Deck- und Bodenblech mit Kehlnähten am Hauptträger angeschweißt, dieser bildet den seitlichen Abschluss der Platte. An den Enden der Dübelreihen werden zusätzlich Auflagersteifen angeschweißt. Sie dienen der gesicherten Übertragung von Querkraften aus den Dübelreihen in die Hauptträger [9].

Abbildung 4.17 zeigt die Auflagerkonstruktion eines Versuchskörpers aus [28]. Darin sind die Auflagersteife (in der Abbildung als Endsteife bezeichnet) und das Endblech zu sehen, welches in den Versuchskörpern als Ersatz für den Hauptträger fungiert.



Abb. 4.17: Blick auf die Auflagerkonstruktion eines Versuchskörper aus [28]

Die SCSC-Plattenbrücke wird nicht an ihren Enden gelagert, sondern mit etwas Überstand im Inneren der Platte. Auflagersteifen an den Enden der Dübelreihen, wie bei der Trogbrücke, entfallen. Ob Steifen über den Lagerleisten anzuordnen sind, ist in den FE- Untersuchungen zu analysieren. Den Abschluss der SCSC-Platte bildet ein 20 mm dickes Blech, die Endplatte. Sie geht über die gesamte Breite der Brücke durch und wird über außenliegende Kehlnähte an das Deck- und Bodenblech angeschweißt. Sie hat oben und unten einen Überstand von 20 mm bzw. 70 mm. Diese sind notwendig, um die schweißtechnisch einfacheren Kehlnähte ausführen zu können. Weiters überbrückt der untere Überstand die Lücke zwischen Platte und Widerlager-Oberkante. Hier ist ein Fugenband anzuordnen um die Auflagerbank vor Wassereintritt zu schützen. Da man nach Fertigstellung der Brücke die Lagerrückseite nicht inspizieren kann, kommt dieser Abdichtung eine große Bedeutung zu tragen. Abbildung 4.18 zeigt den Abschluss der SCSC-Platte und die gewählten Abmessungen für die Modellierung in ABAQUS.



# Kapitel 5

## Untersuchungen mit der Finite Elemente Methode

### 5.1 Ziel der Simulationen

Die FE- Untersuchungen werden mit dem Programm ABAQUS/CAE 2019 [1] durchgeführt. Dabei handelt es sich um ein sehr leistungsfähiges kommerzielles Softwarepaket mit dem es möglich ist, komplexe Simulationen durchzuführen.

Die Ziele der FE- Berechnungen in ABAQUS sind:

- Untersuchung des Tragverhaltens der SCSC-Plattenbrücke
- Ermittlung von Spannungs- und Verzerrungszuständen
- Nachweisführung für die Grenzzustände der
  - Tragfähigkeit (ULS) und
  - Gebrauchstauglichkeit (SLS)
- Abschätzung des Ermüdungsverhaltens der Plattenbrücke (FLS) mit den von Takács in [29] erstellten Wöhlerlinien (ein genauer Ermüdungsnachweis würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen)
- Analyse der Auflagerverhältnisse
- Parameterstudie zu den Ausführungsvarianten der Randdübelleisten
- Untersuchungen zur Aufteilung der Dübelleisten

### 5.2 Modellbeschreibung

In diesem Abschnitt wird der Aufbau des ABAQUS-Modells beschrieben, die angewandten Materialmodelle vorgestellt und die Lagerungsbedingungen der Platte beschrieben. Um die in Abschnitt 5.1 angeführten Ziele zu erreichen, werden für die Simulationen in ABAQUS mehrere Modelle erstellt. Dabei wird die Ausführung der Randdübelleiste und die Aufteilung der Dübelleiste variiert. Insgesamt umfassen die FE- Untersuchungen acht Modelle der SCSC-Plattenbrücke. In diesem Kapitel wird stellvertretend das Modell TYP1A genauer vorgestellt.

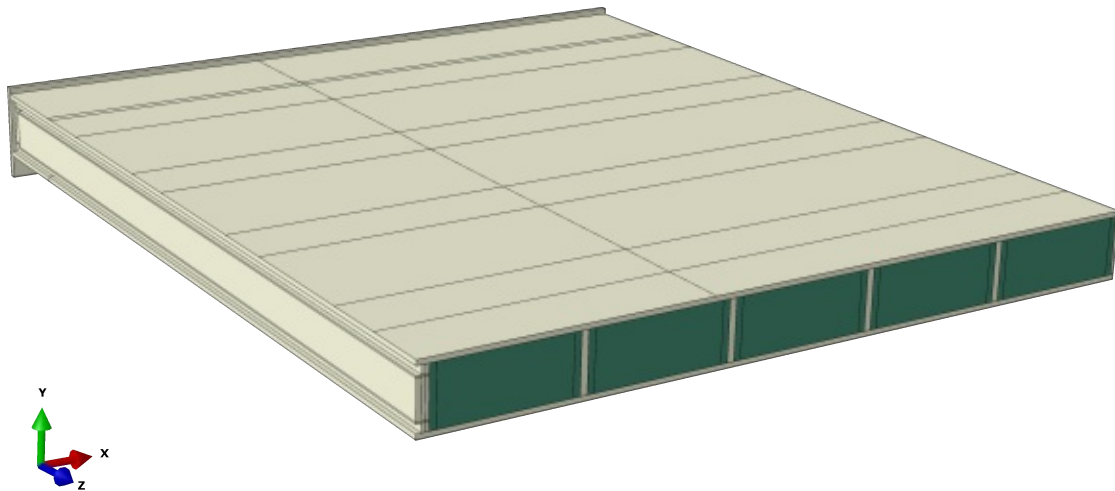
Um plausible Ergebnisse zu erhalten, ist es essentiell, die richtigen Einstellungen und Parameter in der FE- Modellierung zu wählen. Dafür sind Parameterstudien, und wenn möglich, ein Kalibrieren der FE- Ergebnisse anhand von Versuchen notwendig. Nur dann kann sichergestellt werden, dass die Ergebnisse die Realität bestmöglich abbilden. Um den Rahmen dieser Arbeit



nicht zu sprengen, wird infolge darauf verzichtet. In den vorausgegangenen Forschungen zur SCSC-Platte (u. a. in [9],[28],[29]) wurden ausführliche Untersuchungen dazu angestellt. Herrmann hat in [9], das Tragverhalten der SCSC-Platte unter statischer Beanspruchung untersucht und Berechnungsmodelle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erarbeitet. Dafür wurden umfangreiche Untersuchungen mit der Methode der finiten Elemente angestellt. Steurer hat in [28] Großversuche an Platten mit realitätsnahen Stützweiten durchgeführt und anhand der Versuchsergebnisse ihre FE- Modelle kalibriert. Takács hat in [29] Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten der Dübelleisten angestellt und ausführliche Parameterstudien (u. a. zur Netzfeinheit, Schweißnahtmodellierung und Belastungsgeschwindigkeit) durchgeführt. Diese Arbeiten bilden den Grundstein für die hier nachfolgenden Simulationen. In den angeführten Arbeiten werden außerdem die theoretischen Grundlagen zu den FE- Untersuchungen der SCSC-Platte detailliert beschrieben. In Rahmen dieser Arbeit werden nur jene Details erklärt, die für das unmittelbare Verständnis erforderlich sind.

### 5.2.1 Aufbau der Modelle

Abbildung 5.1 zeigt das ABAQUS-Modell der Plattenbrücke vom Typ1A. Um das genaue Tragverhalten und die Auflagerverhältnisse der Plattenbrücke untersuchen zu können, ist es notwendig, die gesamte Brücke zu modellieren. Das Herausschneiden eines „Regelbereichs“ wäre für diese Zwecke nicht zielführend. Aus Symmetriegründen ist es jedoch möglich nur ein Viertel, sprich die halbe Spannweite und die halbe Breite der Plattenbrücke, zu modellieren. Durch diese Vereinfachung des Modells kann der Berechnungsaufwand erheblich reduziert werden.



**Abb. 5.1:** ABAQUS-Modell der Plattenbrücke Typ1A

Die weiteren Modelle unterscheiden sich von dem in Abbildung 5.1 dargestellten Typ1A lediglich in

- der Ausführung der Randdübelleiste und
- der Dübelaufteilung.

### 5.2.1.1 Parts und Assembly

Das Programm ABAQUS/CAE ist in einzelne Module aufgeteilt. Arbeitet man jedes Modul nach der vorhergesehenen Reihenfolge ab, entsteht Schritt für Schritt ein vollständiges Modell. Im ersten Modul PARTS werden sämtliche „Bausteine“ der Plattenbrücke erstellt. Das Plattenmodell Typ1A setzt sich aus den folgenden PARTS (Bausteinen) zusammen:

- Abdeckblech
- Betondübel
- Betondübel RD (RD = Randdübelleiste)
- Betondübel doppelt
- Betonkern
- Bodenblech
- Dübelleiste 10 mm
- Dübelleiste 20 mm
- Dübelleiste RD
- Deckblech
- Endplatte
- Lagerleiste

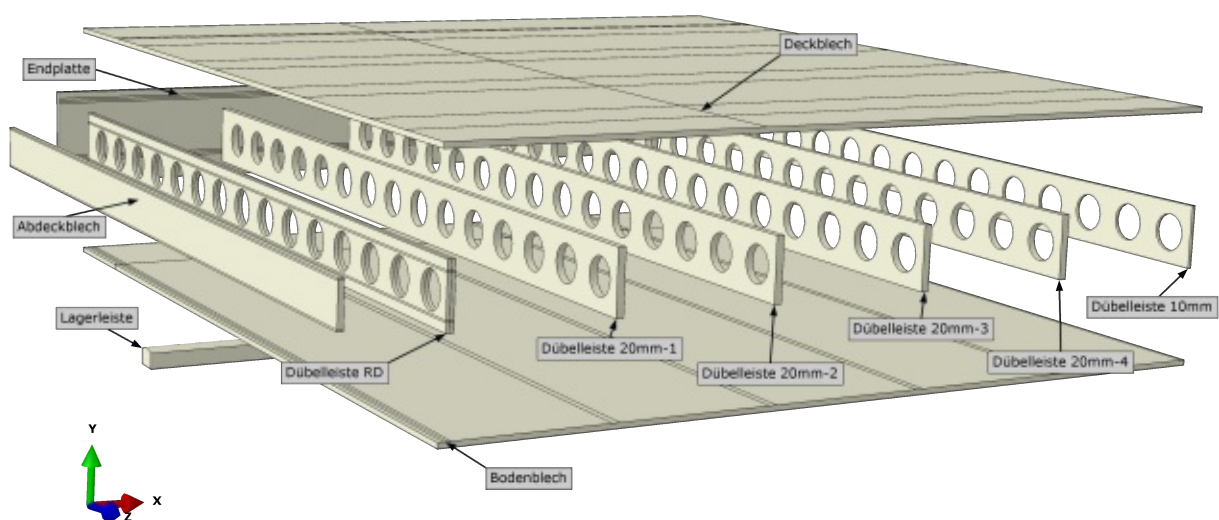


Abb. 5.2: Stahl Instances des ABAQUS Modell Typ1A

Im nächsten Modul PROPERTY werden die benötigten Materialien definiert und anschließend den Parts zugewiesen. Mit Hilfe des Modul ASSEMBLY entsteht durch Zusammensetzen der

einzelnen Parts das endgültige Modell. Jeder zuvor erstellte Part kann dafür in der ASSEMBLY beliebig oft als INSTANCE eingefügt werden. Durch Verschieben und Drehen dieser INSTANCES oder durch das Definieren von geometrischen Abhängigkeiten wird so die SCSC-Platte zusammengebaut. In den Abbildungen 5.2 und 5.3 sieht man die in ABAQUS verwendeten INSTANCES des Plattentyp 1A in Form einer Explosivdarstellung.

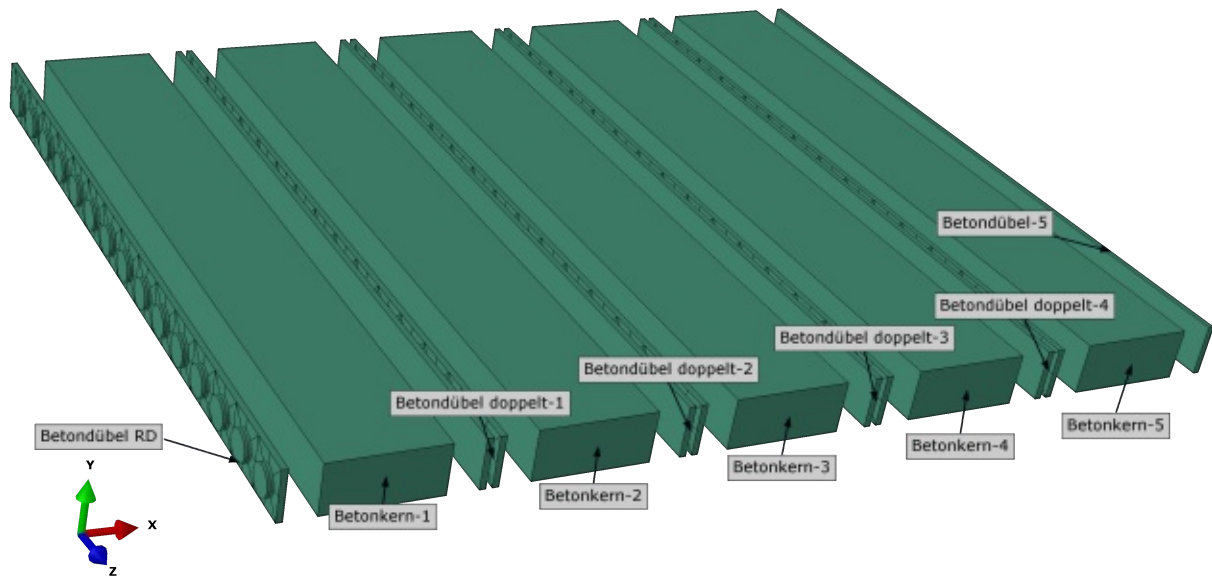
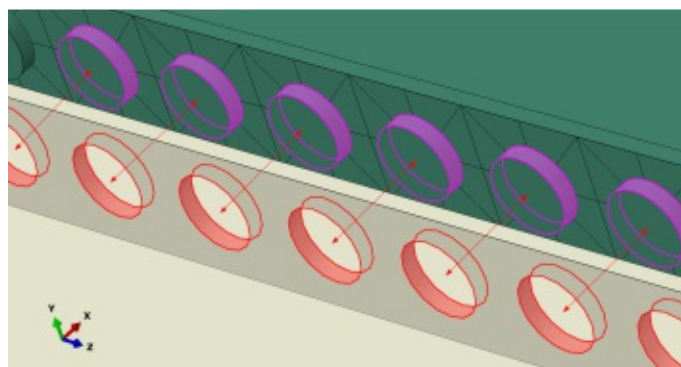


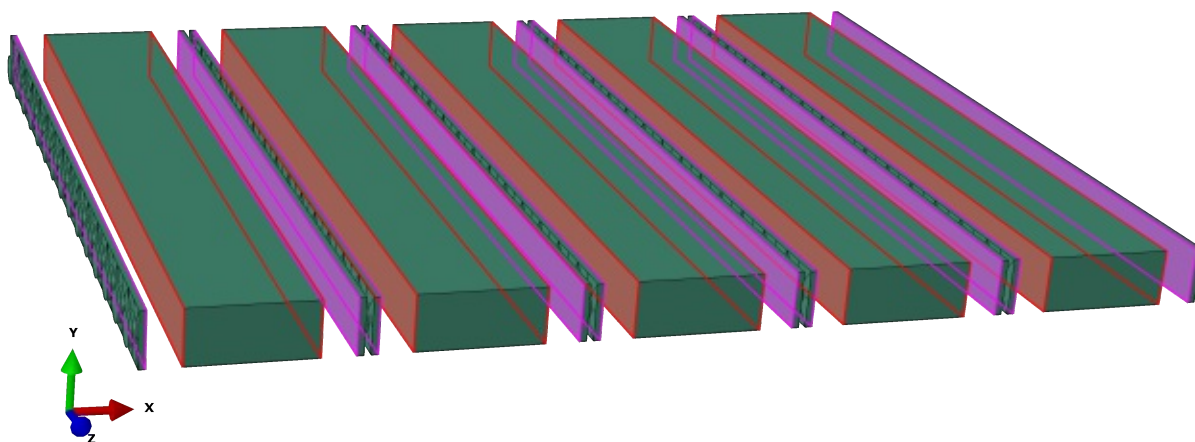
Abb. 5.3: Beton Instances des ABAQUS Modell Typ1A

Im Modul INTERACTIONS werden die Kontaktbedingungen zwischen den zusammengesetzten INSTANCES definiert und zugewiesen. In den Plattenmodellen wird grundsätzlich zwischen zwei Bedingungen unterschieden, dem Fall „Reibung“ und dem Fall „Reibungslos“. Das Verhalten der normal auf die in Verbindung stehenden Flächen wird in beiden Fällen über den Befehl HARD CONTACT definiert, bei dem Kontaktspannungen zwischen den Flächen übertragen werden können. Das Eindringen der Fläche ineinander wird ausgeschlossen, eine Separierung wird zugelassen sobald die Kontaktspannungen  $\leq 0$  werden. Parallel auf die Flächen wird das Verhalten im Fall „Reibung“ zwischen Stahl und Beton mit einem Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,3$  definiert. Ausschließlich die Interaktion zwischen den Stirnflächen der Dübelleistenlöcher und den daran angrenzenden Betondübelflächen ist über Reibung modelliert. Abbildung 5.4 zeigt diese Flächen in Form einer Explosivdarstellung. Alle anderen in Verbindung stehenden Flächen werden reibungslos modelliert. Eine dritte Kontaktbedingung wird für die Modellierung des Auflager verwendet, welche ähnlich dem Fall „Reibung“ ist, jedoch mit einem Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,7$ .



**Abb. 5.4:** Kontaktflächen der Dübelleisten für die Modellierung der Reibung in den Dübellöchern

Um zwei INSTANCES fest miteinander zu verbinden wird der Befehl TIE genutzt. Dieser erzeugt eine starre Kopplung zwischen zwei Flächen. Er wird verwendet, um die Betonkerne und Betondübel miteinander zu verbinden (Abbildung 5.5). Weiters werden die Schweißnähte der Stahlteile über diesen Befehl modelliert. In Abbildung 5.6 und 5.7 sind die Verbindungen des Deck- bzw. Bodenblech mit den Dübelleisten ersichtlic. Es wird die gesamte Fläche der Dübelleiste gekoppelt, wodurch zwei Kehlnähte simuliert werden. Abbildung 5.8 zeigt die Verbindung der Endplatte mit dem Deck- und Bodenblech. Dabei wird je die halbe Fläche des Deck- und Bodenblech mit der Endplatte gekoppelt, womit einseitige Kehlnähte simuliert werden. In Abbildung 5.9 sieht man die Kopplungen des Abdeckbleches mit der Randdübelleiste. Auf die Schweißnahtmodellierung des Randbereiches wird in Abschnitt 5.4 näher eingegangen.



**Abb. 5.5:** Starre Kopplungen (tie) der Betonkörper

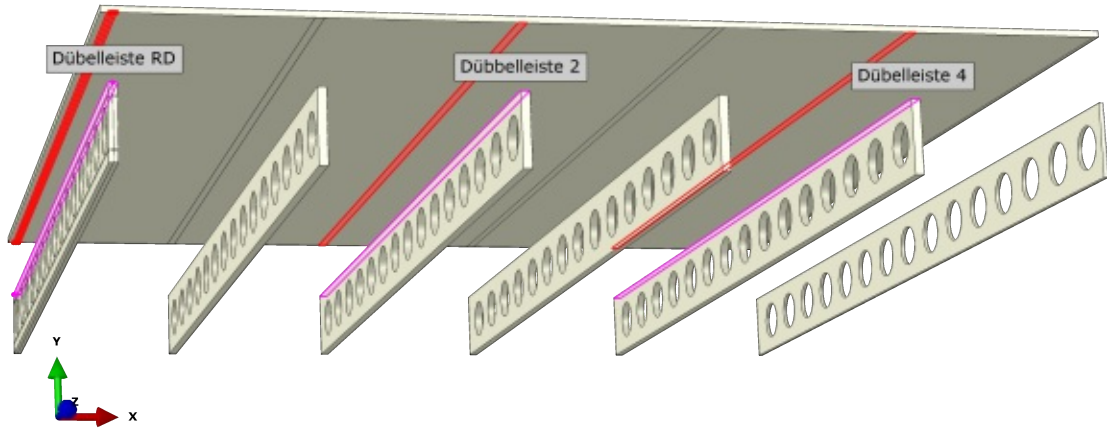


Abb. 5.6: Starre Kopplungen (tie) der Dübbelleisten mit dem Deckblech

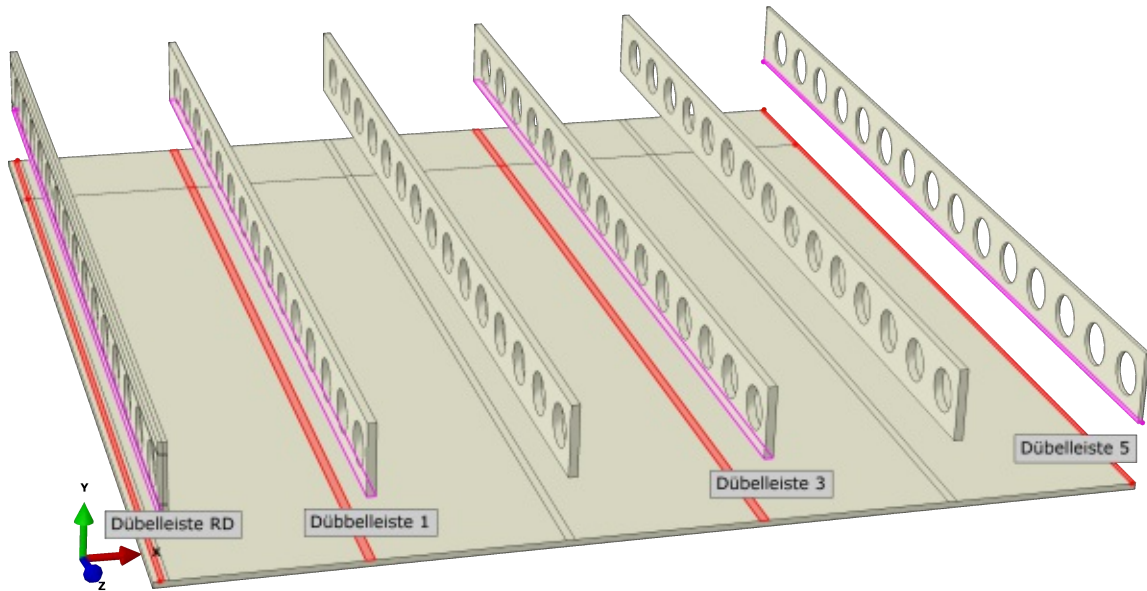
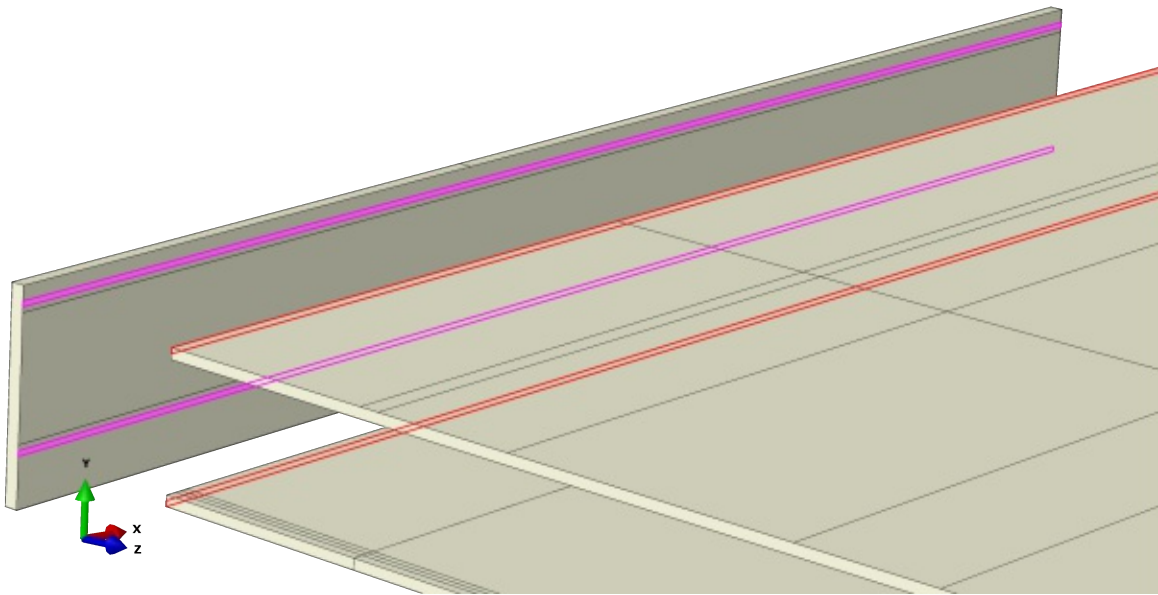
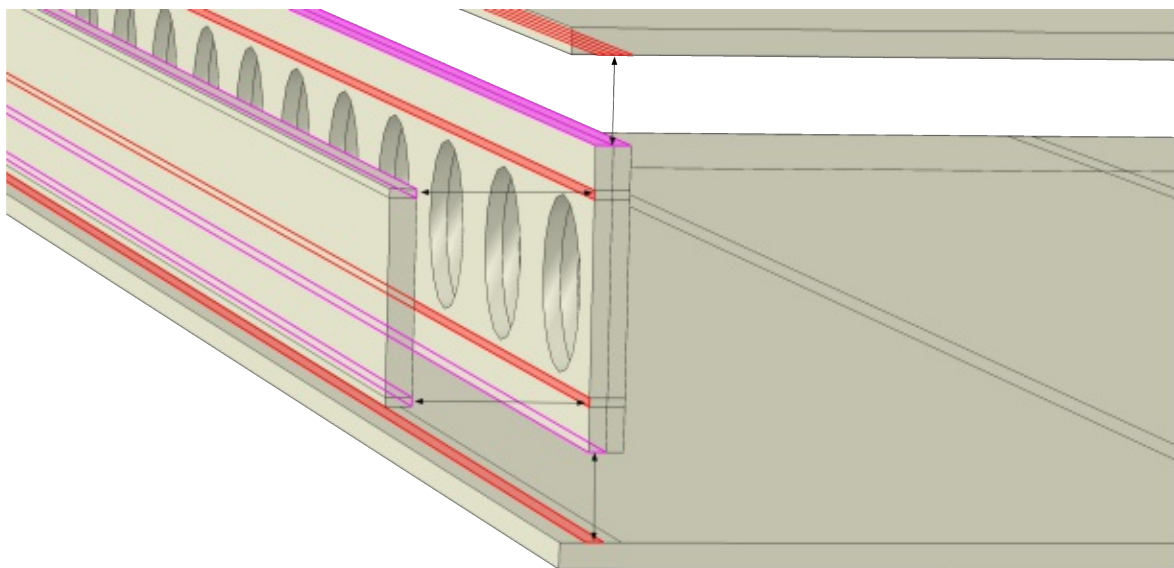


Abb. 5.7: Starre Kopplungen (tie) der Dübbelleisten mit dem Bodenblech





**Abb. 5.8:** Starre Kopplungen (tie) der Endplatte mit dem Deck- und Bodenblech



**Abb. 5.9:** Starre Kopplungen (tie) des Abdeckblech mit der Randdübelleiste und dem Deck- und Bodenblech



### 5.2.1.2 Meshing

Beim „vernetzen“ (meshing) eines Modelles werden große Strukturen in kleinere, endlich viele Teilelemente zerlegt. Diese sog. „finiten Elemente“ bilden die Basis der numerischen Simulationen. Die Größe und Eigenschaften der Elemente haben dabei einen wesentlichen Einfluss auf die Dauer der Berechnung und die Qualität der Ergebnisse. Je feiner das FE- Netz gewählt wird umso größer ist die Genauigkeit der Berechnung, jedoch erhöht sich dadurch der Berechnungsaufwand. Es gilt daher der Grundsatz „Nicht so exakt wie möglich, sondern so genau wie nötig“. Grundsätzlich bedarf die Wahl eines passenden und für die Berechnung optimalen Netzes ausführliche Parameterstudien und wenn möglich ein Kalibrieren der FE- Ergebnisse anhand von Versuchen. In den vorausgegangenen Forschungen zur SCSC-Platte (u. a. in [9],[28],[29]) wurden ausführliche Untersuchungen dazu angestellt. Um den Rahmen dieser Arbeit nicht zu sprengen, werden die darin enthaltenen Empfehlung eingehalten. Es werden keine zusätzlichen Studien diesbezüglich durchgeführt.

Für alle Modelle werden ausschließlich Hexaederelemente mit acht Knoten und linearer Ansatzfunktion (Kurzname: C3D8R), sowie einem Integrationspunkt pro Element (REDUCED INTEGRATION), gewählt. Auf Empfehlung von Herrmann [9] wird die Option ELEMENT DELETION verwendet. Jeder Part wird in ABAQUS einzeln vernetzt. Dafür werden die Vernetzungs-Algorithmen STRUCTURED und SWEEP benutzt, wobei wenn möglich immer der Algorithmus STRUCTURED zu bevorzugen ist, da daraus ein gleichmäßigeres FE- Netz entsteht. Die Vernetzung mittels SWEEP ist notwendig wenn kompliziertere Geometrien zu vernetzen sind. Verwendet wird sie bei den Parts „Dübelleiste“ und „Betondübel“. Um die Netzfeinheit einzustellen, werden sog. SEEDS erzeugt. Das sind Punkte, welche in einem vorgegebenen Abstand über die Kanten des zu vernetzenden Parts verteilt werden. ABAQUS bietet die Möglichkeit, die SEEDS über alle Kanten des Parts einheitlich zu verteilen (Global seeds) oder einzelne Kanten genauer zu unterteilen (Local seeds). Durch das Setzen der SEEDS wird die gewünschte Elementgröße definiert. Anschließend generiert ABAQUS das FE-Netz unter Berücksichtigung der SEEDS automatisch, wobei je nach Geometrie Abweichungen von den gewünschten Abständen auftreten. Die Stahlteile der SCSC-Plattenbrücken werden alle in vier Schichten aufgeteilt. Daraus ergibt sich eine angestrebte Elementkantenlänge von 5 mm. Abbildung 5.10 zeigt das FE- Netz einer Dübelleiste. Darin sind die vier Schichten in Dickenrichtung, sowie die angestrebte Elementkantenlänge an den Kanten des Parts deutlich erkennbar. Dazwischen versucht ABAQUS ein möglichst einfaches und gleichmäßiges Netz hineinzulegen. Die Betonparts haben alle eine Elementkantenlänge von 10 mm.

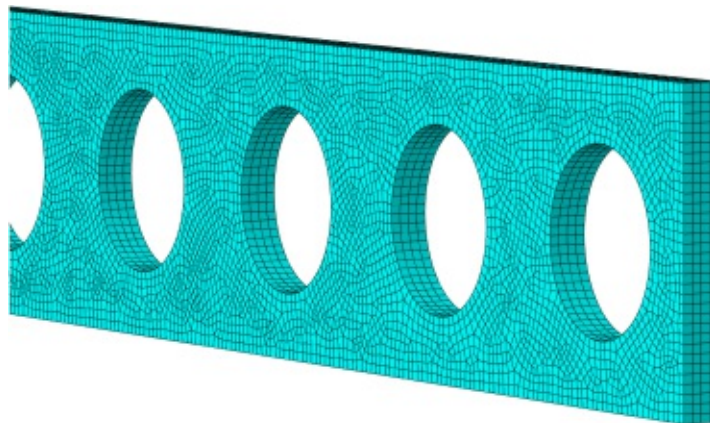


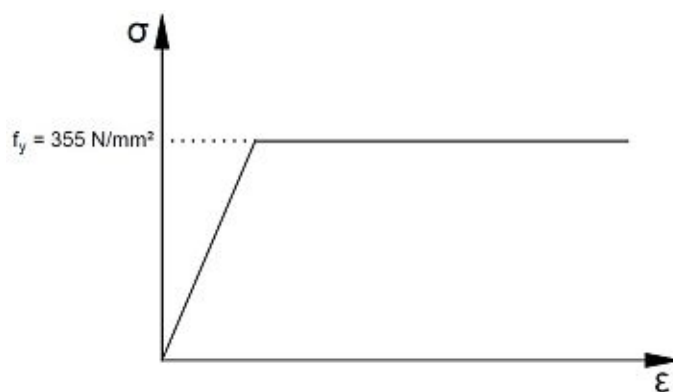
Abb. 5.10: Vernetzte Dübelleiste mit Elementkantenlänge 5 mm

Die FE- Berechnungen werden am Vienna Scientific Cluster 4, kurz VSC-4, durchgeführt [32]. Dabei handelt es sich um einen Supercomputer am Standort Arsenal - Science Center der TU Wien, welcher, Stand November 2020, auf Platz 124 der Weltrangliste liegt [31]. Um die Rechenzeit zu verkürzen, werden die Berechnungen parallel auf 24 CPU-Kernen durchgeführt. Mit der gewählten Netzfeinheit beläuft sich die Berechnungszeit eines SCSC-Plattenbrückenmodells auf etwa 105 Stunden ( $\approx 4,4$  Tage).

### 5.2.2 Materialmodelle

#### Stahl:

Für die Modellierung des Stahls in ABAQUS wird ein linear elastisch - ideal plastisches Materialverhalten angenommen (Abbildung 5.11). Als Stahlgüte wird ein Baustahl S355 gewählt, da mit diesem im Vergleich zu einem S235 eine höhere Lebensdauer in Bezug auf die Ermüdung erreicht werden kann. Takács hat in [29], unter Anwendung des Kerbdehnungskonzept festgestellt, dass sich bei der Verwendung eines Baustahl S355, die ertragbare Verkehrslastschwingbreite bei einer Lastspielzahl von 2 Million um etwa 27% steigern lässt.



**Abb. 5.11:** Materialmodell linear elastisch - ideal plastisch Baustahl S355

Um den linear elastischen Ast des Materialgesetzes in ABAQUS abzubilden, müssen die in Tabelle 5.1 ersichtlichen Werte angegeben werden.

**Tab. 5.1:** Eingabewerte für das linear elastische Verhalten des Baustahls S355 in ABAQUS

Elastizitätsmodul $E$	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	EN 1993-1-1 [20]
Querdehnzahl $\nu$	0,3	[-]	EN 1993-1-1 [20]
Dichte $\rho$	$7,85 \cdot 10^{-6}$	[kg/mm <sup>3</sup> ]	

#### Beton:

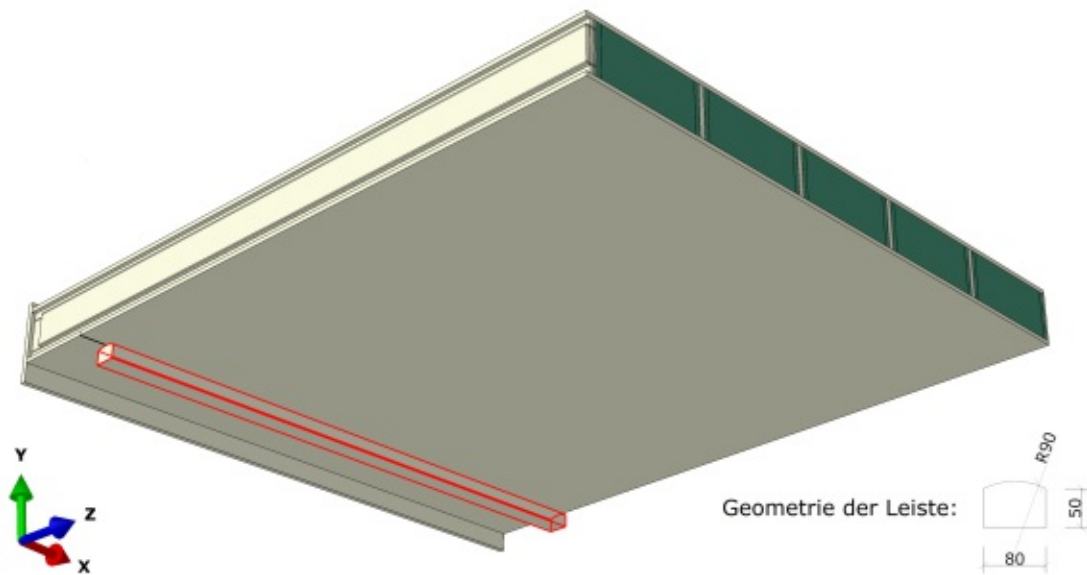
Für den Beton wird das Materialmodell Concrete Damage Plasticity (CDP) verwendet. Dieses berücksichtigt das nichtlineare Verhalten des Betons und hat in den vorausgegangenen Forschungen, im Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen, die plausibelsten Ergebnisse erzielt [9][30]. Die Basiswerte für ABAQUS sind in Tabelle 5.2 ersichtlich. Der Beton besitzt die Festigkeitsklasse C40/50.

**Tab. 5.2:** Basiswerte für den elastischen Bereich eines Beton C40/50 in ABAQUS

Elastizitätsmodul $E_{cm}$	35200	[N/mm <sup>2</sup> ]	EN 1992-1-1 [19]
Querdehnzahl $\nu$	0,2	[-]	EN 1992-1-1 [19]
Dichte $\rho$	$2,4 * 10^{-6}$	[kg/mm <sup>3</sup> ]	
Dilatationswinkel $\psi_c$	36	[°]	
Exzentrizität $\epsilon$	0,1	[-]	Standardwert
Spannungsverhältnis $f_{b0}/f_{c0}$	1,16	[-]	aus
Formfaktor $K_c$	0,667	[-]	ABAQUS

Neben den Basiswerten sind außerdem die Arbeitslinie des Betons unter einaxialer Druckbeanspruchung, sowie die Druck- und Zugschädigungsparameter und eine Spannungs-Rissöffnungsbeziehung für das Materialverhalten unter Zug zu definieren. Diese Werte werden von [29, S.43-48] übernommen und können dort nachgelesen werden.

### 5.2.3 Lagerungsbedingungen

**Abb. 5.12:** Lagerung der Platte

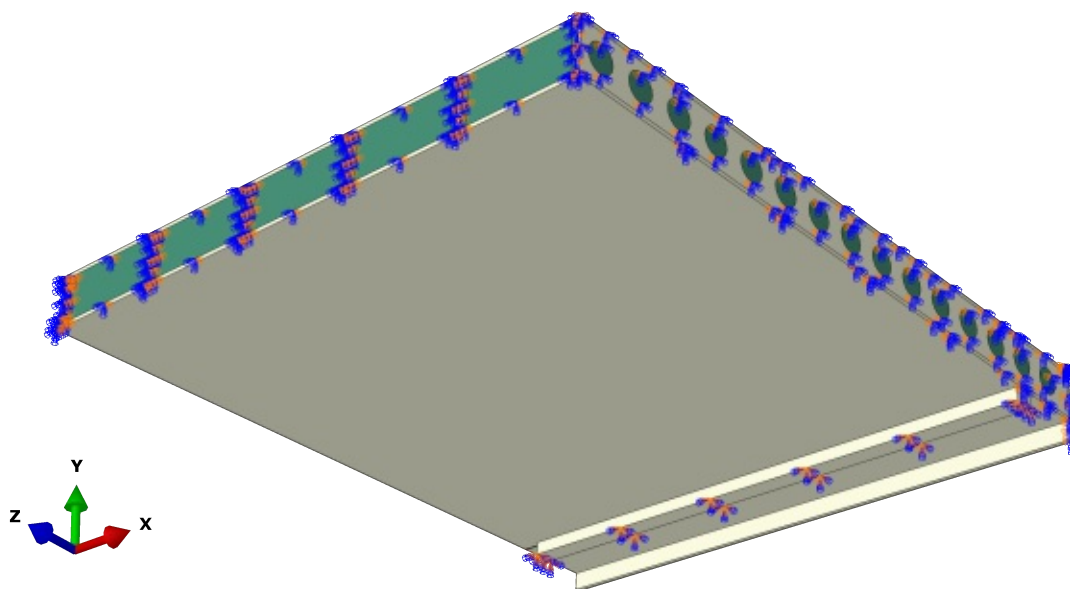
Die Lagerung der SCSC-Platte erfolgt über eine durchgehende Linienlagerung. Modelliert wird das Auflager mit einer Lagerleiste wie in der ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken [24]. Die Platte liegt dabei nur auf der Leiste auf und bekommt wie in Abschnitt 5.2.1.1 beschrieben eine eigene Kontaktbedingung, welche ein Abheben der Platte von der Lagerleiste ermöglicht. Die Leiste selbst wird im Modul LOAD mit dem Befehl ENCASTRE über ihre gesamte Grundfläche eingespannt. Diese Form der Modellierung ist notwendig, da mit der klassischen Modellierung eines linienförmigen Gleitlagers, bei dem die Translation in eine Richtung gesperrt wird, kein

Auslangen gefunden werden kann, da sonst beim Abheben der Platte Zugkräfte entstehen würden, welche die Realität nicht richtig abbilden. Abbildung 5.12 zeigt die Lagerleiste und das darauf liegenden Plattenmodell, welches einen seitlichen Überstand von 100 mm aufweist. Dieser Überstand ermöglicht es die Steifigkeit der Platte im Randbereich gezielt zu beeinflussen.

Neben der Auflagerung der Platte werden im Modul LOAD zwei weitere Lagerungsbedingungen definiert. Da nur ein Viertel der Platte modelliert wird, müssen die Randbedingungen in den Symmetrieebenen der Platte erfüllt werden. Dafür wird der translatorische Freiheitsgrad normal auf die jeweilige Symmetrieebene fixiert und die Rotation der Ebene verhindert. Tabelle 5.3 gibt einen Überblick über alle Lagerungsbedingungen. Ein X bedeutet, dass dieser Freiheitsgrad gesperrt ist. Beispielsweise steht U1 für die Verschiebung in x-Richtung ( $2=y, 3=z$ ) und UR1 steht für die Rotation um die x-Achse. Abbildung 5.13 zeigt die Definition der Achsen und die Lagerungsbedingungen am Modell. Die orangenen Pfeile symbolisieren die gesperrte Translation (U) und die blauen Pfeile die gesperrte Rotation (UR) in die jeweilige Richtung.

**Tab. 5.3:** Definition der Lagerungsbedingungen

	U1	U2	U3	UR1	UR2	UR3
Symmetrie in Längsrichtung			X	X	X	
Symmetrie in Querrichtung	X				X	X
Einspannung Lagerleiste	X	X	X	X	X	X



**Abb. 5.13:** Lagerungsbedingungen anhand des Modells Typ1A

### 5.3 Belastung der SCSC-Platte

Für die FE- Untersuchungen werden nur ständige Lasten und vertikal wirkende Verkehrslasten angesetzt, da diese Lastfälle bemessungsdominant sind. Weitere Einwirkungen wie etwa Wind, Seitenstoß oder Entgleisung werden in dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

Um die Lasten auf das FE- Modell aufzubringen werden in ABAQUS zwei Rechenschritte, sog. STEPS, definiert. Diese STEPS sind „Step 1 - Ständige Belastungen“ und „Step 2 - Verkehrslast“. Darin wird definiert, zu welchem Zeitpunkt und mit welcher Geschwindigkeit die Lasten auf das Modell aufgebracht werden. Die ständigen Lasten werden in Step 1 linear in 5 Abschnitten, sog. FRAMES, aufgebracht, sodass im letzten FRAME die volle Last auf das Modell wirkt. Anschließend wird dieses Lastniveau in Step 2 gehalten und zusätzlich über weitere 10 FRAMES die Verkehrslast, ebenfalls linear, aufgebracht.

#### 5.3.1 Ständige Lasten

Die ständigen Lasten setzen sich zusammen aus:

- Eigengewicht der Platte,
- Schienen,
- Schwellen inkl. Schienenbefestigung und
- Schotterbett.

Das Eigengewicht der Platte wird mit Hilfe der Volumina der in ABAQUS modellierten Parts berechnet. Es wird als Flächenlast verschmiert über die gesamte Oberfläche der Platte aufgebracht. Die Berechnung von  $G_{Eigengewicht}$  findet sich im Anhang dieser Arbeit. Da die Randbereiche der untersuchten Modelle unterschiedlich sind, weicht auch das Eigengewicht und die Breite der Platte geringfügig voneinander ab. Da es sich jedoch um sehr geringe Abweichungen handelt wird überschlägig nur eine Flächenlast ermittelt, welche für alle Modelle gilt. Verwendet wird hierfür die Geometrie der Platte Typ A. Die nachfolgenden Gleichungen zeigen die Berechnung der Flächenlast  $g_{d,Eigengewicht}$ .

$$\text{Belastungsfläche : } A_{\text{Modell}} = \frac{l_{\text{Platte}} * b_{\text{Platte}}}{4} = \frac{5,09 * 4,45}{4} = 5,66 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} g_{k,Eigengewicht} &= \frac{G_{Eigengewicht}}{A_{\text{Modell}}} = \frac{39210}{5\,662\,625} \\ &= 0,00692 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} \text{Designlast : } g_{d,Eigengewicht} &= g_{k,Eigengewicht} * \gamma_G = \\ &= 0,00692 * 1,35 = 0,00934 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.2)$$

Für die Berechnung der Ausbaulast werden Nennwerte aus Anhang A - Tabelle A.6 der ÖNORM EN 1991-1-1 [17] verwendet. Ein Auszug der für die Berechnung relevanten Nennwerte ist in Tabelle 5.4 angeführt. Die Ausbaulast wird in ABAQUS, wie auch das Eigengewicht als

**Tab. 5.4:** Nennwerte für Ausbaulasten aus ÖNORM EN 1991-1-1 [17]

	Gewicht je Gleis und Länge $g_k$ [kN/m]	Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
2 Schienen UIC60	1,2	-
Vorgespannte Betonschwellen mit Schienenbefestigung	4,8	-
Normaler Schotter	-	20

Flächenlast, über die gesamte Platte aufgebracht. Die Nennschotterbetthöhe wird gemäß ÖBB Regelwerk 01.05 [25] mit 500 mm festgelegt. Gemäß ÖNORM EN 1991-1-1, Abschnitt 5.2.3 [17], ist die Nennhöhe des Schotterbettes um  $\pm 30\%$  zu variieren, worauf in dieser Arbeit jedoch verzichtet wird. Die Gleichungen (5.4) und (5.5) zeigen die Berechnung der aufzubringenden Flächenlast. Für die Belastungsfläche wird ebenso die Plattengeometrie des Typ A gewählt.

$$\begin{aligned} \text{Belastungsfläche : } A_{\text{Platte}} &= l_{\text{Platte}} * b_{\text{Platte}} = 5,09 * 4,45 = 22,65 \text{ m}^2 \\ \text{Schotterbettstärke : } d_{\text{Schotter}} &= 0,5 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.3)$$

$$\begin{aligned} g_{k,\text{Ausbaulast}} &= [(g_{k,\text{Schiene}} + g_{k,\text{Schwelle+Befestigung}}) * l_{\text{Platte}} + \\ &+ A_{\text{Platte}} * d_{\text{Schotter}} * \gamma_{\text{Schotter}}] / A_{\text{Platte}} = \\ &= 11,348 \text{ kN/m}^2 \cong 0,011348 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.4)$$

$$\begin{aligned} \text{Designlast : } g_{d,\text{Ausbaulast}} &= g_{k,\text{Ausbaulast}} * \gamma_G = \\ &= 0,011348 * 1,35 = 0,01532 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.5)$$

Die Flächenlasten  $g_{\text{Eigengewicht}}$  und  $g_{\text{Ausbaulast}}$  des jeweiligen Belastungsniveaus werden in ABAQUS über den Befehl CREATE LOAD - PRESSURE in Step 1 über die gesamte Fläche der Platte aufgebracht (siehe Abbildung 5.14).

### 5.3.2 Verkehrslasten

Anzuwenden ist das Lastmodell 71. Es besteht aus vier Einzellasten mit je 250 kN, aufgeteilt über einem Bereich mit 6,4 m Länge und einer daran angrenzenden Gleichlast von 80 kN/m (siehe Abbildung 5.15)[18]. Lastexzentrizitäten, Längsverteilungen durch die Schiene und Lagetoleranzen des Gleises werden bei der Anwendung des Lastmodell 71 im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Die charakteristischen Werte aus Abbildung 5.15 sind nach ÖNORM EN 1991-2 [18] mit den folgenden Beiwerten zu multiplizieren:

- Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q = 1,45$
- Lastklassenbeiwert  $\alpha = 1,21$
- Dynamischer Beiwert  $\phi$  nach Gleichung (5.7)



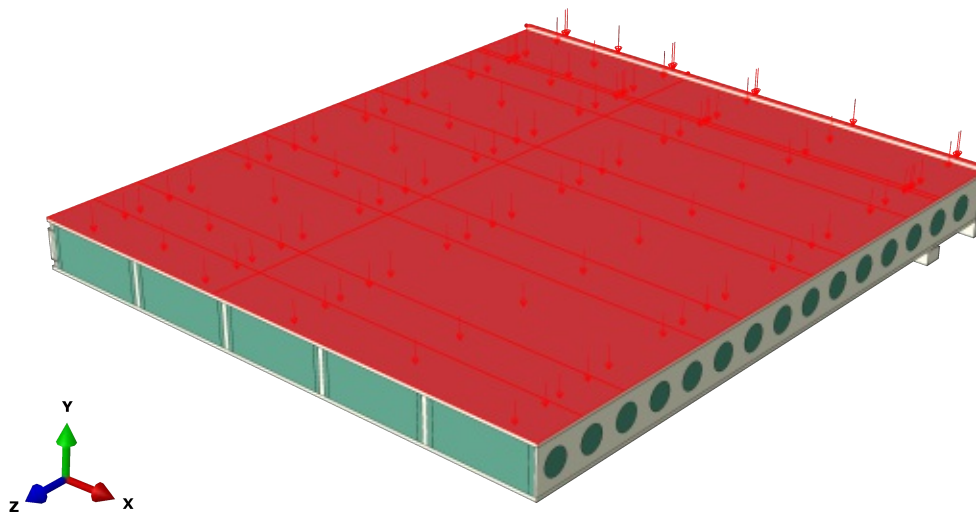


Abb. 5.14: Belastungsfläche der ständigen Lasten im ABAQUS-Modell

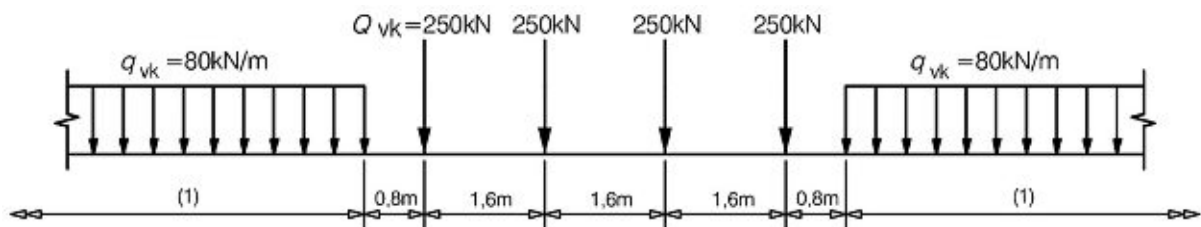


Abb. 5.15: Lastmodell 71 [18]

Durch den dynamischen Beiwert  $\phi$  werden dynamische Vergrößerungen von Beanspruchungen und Schwingungen im Tragwerk berücksichtigt [18]. Er hängt im Wesentlichen von der maßgebenden Länge  $L_\phi$  und der Instandhaltungsqualität der Gleise ab. Der zu verwendende Wert für  $L_\phi$  ist aus Tabelle 6.2 in ÖNORM EN 1991-2 [18] zu entnehmen und entspricht hier dem Fall 5.1. Nach ÖNORM B 1991-2 [10] ist in Österreich der Fall „sorgfältig instand gehaltene Gleise“ anzuwenden.

$$L_\phi = \text{„Stützweite in Haupträgerrichtung“} = 4,50 \text{ m} \quad (5.6)$$

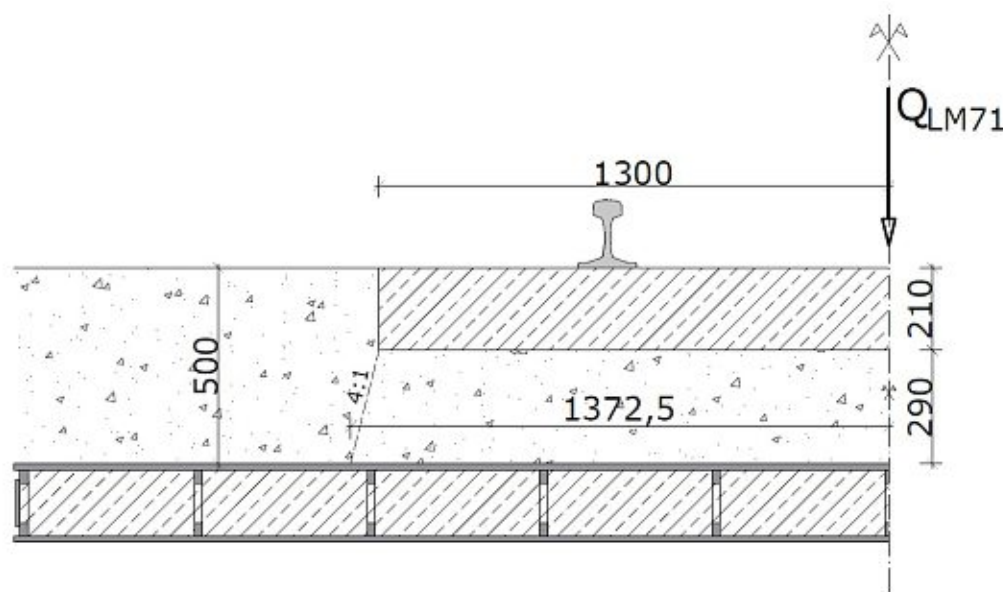
$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 = 1,5695 \quad (5.7)$$

$$\text{mit: } 1,0 \leq \phi_2 \leq 1,67$$

Für die Berechnung in ABAQUS werden die Einzellasten des Lastmodell 71 vereinfacht in eine äquivalente Linienlast  $q_k$  umgerechnet:

$$q_k = \frac{4 * 250 \text{ kN}}{6,4 \text{ m}} = 156,25 \text{ kN/m} \quad (5.8)$$

Da die Stützweiten der zu untersuchenden Modelle weniger als 6,4 m betragen und die äquivalente Linienlast  $q_k$  größer ist als der charakteristische Wert des Lastmodell SW/2, kann dieses in weiterer Folge unberücksichtigt bleiben.



**Abb. 5.16:** Einwirkungslänge der Vertikallast auf die SCSC-Platte

In Querrichtung der SCSC-Platte bewirkt der Oberbau, bestehend aus Schienen, Schwellen und Schotterbett, eine Querverteilung der oben berechneten Linienlast  $q_k$  (siehe Abbildung 5.16). Die Aufteilung der Last in Querrichtung ergibt sich über die Maße der Betonschwelle und dem gewählten Ausbreitwinkel im Schotterbett von 1:4. Die Schwellenmaße sind aus ÖNORM B 1991-2 [10] entnommen.

Die Linienlast  $q_k$  kann nun in die, auf die Platte wirkende Flächenlast  $q_{k,LM71}$  umgerechnet werden:

$$q_{k,LM71} = \frac{q_k}{l_{quer}} = \frac{156,25}{2,745} = 569,217 \text{ kN/m}^2 \cong 0,056922 \text{ N/mm}^2 \quad (5.9)$$

Die Designlast  $q_{d,LM71}$  ergibt sich unter Berücksichtigung der zuvor erwähnten Beiwerte zu:

$$\begin{aligned} q_{d,LM71} &= q_{k,LM71} * \gamma_Q * \alpha * \phi_2 = \\ &= 0,056922 * 1,45 * 1,21 * 1,5695 = 0,15674 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.10)$$

Die Flächenlast  $q_{d,LM71}$  wird in ABAQUS über den Befehl CREATE LOAD - PRESSURE in Step 2 über die in Abbildung 5.17 ersichtliche Fläche aufgebracht.

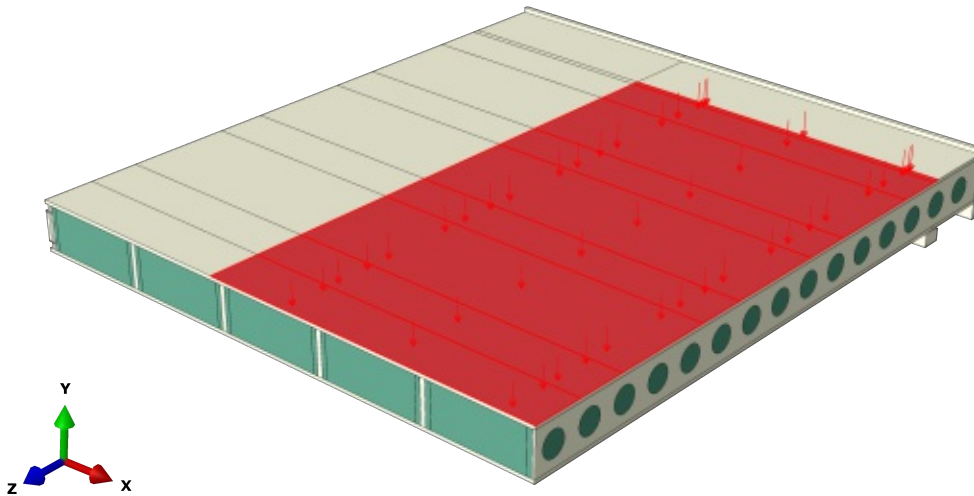


Abb. 5.17: Belastungsfläche der Verkehrslast im ABAQUS Modell

### 5.3.3 Ermüdung

Für den Nachweis der Ermüdung wird nach ÖNORM EN 1993-1-9 [22] die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma(\gamma_{Ff}, Q_k)$  aus den Ermüdungslasten, mit dem Schadensäquivalenzfaktor  $\lambda$  multipliziert. Dieser Faktor wird gemäß ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.5.3 [23] ermittelt. Er berücksichtigt die Spannweite der Brücke, den für die Spannungsberechnung zugrundeliegenden Verkehr, das jährliche Verkehrsaufkommen, die geplante Nutzungsdauer und die Anzahl der Gleise auf der Brücke. Die Ermittlung erfolgt nach Gleichung (5.11):

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 \leq \lambda_{max} = 1,40 \quad (5.11)$$

Die Beiwerte ergeben sich wie folgt:

$\lambda_1$ : Spannweitenbeiwert

Gemäß ÖNORM B 1993-2, Abschnitt 4.8.4.2 [11] ist für Eisenbahnbrücken im Bereich der ÖBB der Beiwert  $\lambda_1$  nach ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.4 [23] „Schienenverkehr mit 25t-Achsen“ anzuwenden. Abhängig von der kritischen Länge der Einflusslinie, welche im Fall eines Einfeldträgers gleich der Spannweite (=4,5 m) ist, ergibt sich  $\lambda_1 = 1,08$ .

$\lambda_2$ : Verkehrsstärkebeiwert

Für das Verkehrsaufkommen je Jahr wird gemäß ÖNORM EN 1991-2, Abschnitt 6.9 [18] von  $25 * 10^6$  t/Gleis ausgegangen. Damit ergibt sich nach ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.5 [23] der Wert  $\lambda_2 = 1,00$ .

$\lambda_3$ : Nutzungsdauerbeiwert

Gemäß ÖNORM EN 1990, Tabelle 2.1 [15] beträgt die geplante Nutzungsdauer einer Brücke 100 Jahre. Damit ergibt sich nach ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.6 [23] der Wert  $\lambda_3 = 1,00$ .

$\lambda_4$ : Beiwert, der die Anzahl der Gleise auf der Brücke berücksichtigt

Für eingleisige Tragwerke beträgt der Wert  $\lambda_4 = 1,00$  (ÖNORM EN 1993-2, Tabelle 9.7 [23]).

Wie auch in [29] wird der Schadensäquivalenzfaktor direkt den Verkehrslasten des LM71 zugeordnet. Er wird in den Einwirkungskombinationen im nachfolgenden Abschnitt berücksichtigt.

Der Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungslasten entspricht gemäß ÖNORM EN 1993-2, Abschnitt 9.3 [23] gleich  $\gamma_{Ff} = 1,0$ . Weiters ist für Ermüdungsnachweise der Beiwert  $\alpha = 1,00$  anzusetzen (siehe ÖNORM B1991-2, Abschnitt 10.2.2 [10]).

### 5.3.4 Bemessungssituationen

Unter Berücksichtigung der nach ÖNORM EN 1991-2 [18] erforderlichen Beiwerten  $\alpha$  und  $\phi_2$ , sowie  $\lambda$  aus ÖNORM EN 1993-2 [23] ergeben sich mit den Kombinationsregeln nach ÖNORM EN 1990 [15] und ÖNORM EN 1991-2 [18], die folgenden Einwirkungskombinationen für die FE-Untersuchungen:

$$E_{d,ULS} = \gamma_G * g_{k,Eigengewicht} \oplus \gamma_G * g_{k,Ausbaulast} \oplus \gamma_Q * \alpha * \phi_2 * q_{k,LM71} \quad (5.12)$$

$$E_{d,ULS} = 1,35 * 0,00692 \oplus 1,35 * 0,01135 \oplus 1,45 * 1,21 * 1,5695 * 0,05692 \text{ N/mm}^2 \quad (5.13)$$

$$E_{d,ULS} = 0,00934 \oplus 0,01532 \oplus 0,15674 \text{ N/mm}^2 \quad (5.14)$$

$$E_{d,SLS,Verform} = g_{k,Eigengewicht} \oplus g_{k,Ausbaulast} \oplus \alpha * \phi_2 * q_{k,LM71} \quad (5.15)$$

$$E_{d,SLS,Verform} = 0,00692 \oplus 0,01532 \oplus 1,21 * 1,5695 * 0,05692 \text{ N/mm}^2 \quad (5.16)$$

$$E_{d,SLS,Verform} = 0,00692 \oplus 0,01135 \oplus 0,10810 \text{ N/mm}^2 \quad (5.17)$$

$$E_{d,SLS,Komf} = g_{k,Eigengewicht} \oplus g_{k,Ausbaulast} \oplus \alpha * \phi_2 * q_{k,LM71} \quad (5.18)$$

$$E_{d,SLS,Komf} = 0,00692 \oplus 0,01532 \oplus 1,0 * 1,5695 * 0,05692 \text{ N/mm}^2 \quad (5.19)$$

$$E_{d,SLS,Komf} = 0,00692 \oplus 0,01135 \oplus 0,08934 \text{ N/mm}^2 \quad (5.20)$$

$$E_{d,FLS} = \gamma_{Ff} * g_{k,Eigengewicht} \oplus \gamma_{Ff} * g_{k,Ausbaulast} \oplus \gamma_{Ff} * \alpha * \lambda * \phi_2 * q_{k,LM71} \quad (5.21)$$

$$E_{d,FLS} = 1,0 * 0,00692 \oplus 1,0 * 0,01135 \oplus 1,0 * 1,08 * 1,5695 * 0,05692 \text{ N/mm}^2 \quad (5.22)$$

$$E_{d,FLS} = 0,00692 \oplus 0,01135 \oplus 0,09649 \text{ N/mm}^2 \quad (5.23)$$

**Tab. 5.5:** Überblick Einwirkungskombinationen  $E_d$

	Ständige Belastung [N/mm <sup>2</sup> ]	Verkehrslast [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{d,ULS}$	0,02466	0,15674
$E_{d,SLS,Verform}$	0,01827	0,10810
$E_{d,SLS,Komf}$	0,01827	0,08934
$E_{d,FLS}$	0,01827	0,09649

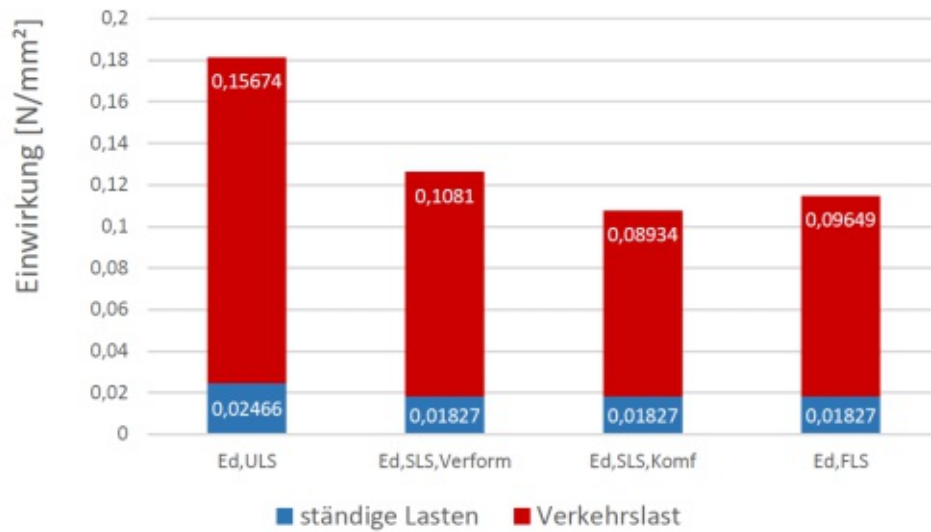


Abb. 5.18: Überblick Einwirkungskombinationen  $E_d$

## 5.4 Parameterstudie

In Kapitel 4 wurden Überlegungen zur konstruktiven Ausbildung der SCSC-Plattenbrücke angestellt. Im Zuge der Parameterstudien wird nun mittels der Methode der finiten Elemente untersucht, wie sich die verschiedenen Überlegungen auf die Tragfähigkeit und Lebensdauer der Platte auswirken. Folgende Bereiche werden dafür analysiert:

- Ausführungsvarianten der Randdübelleiste;
- Untersuchungen zur Aufteilung der Dübelleisten;
- Analyse der Auflagerverhältnisse.

Die Parameterstudien umfassen insgesamt sechs Modelle, welche im nachfolgenden Abschnitt vorgestellt werden. Diese sind:

- Typ1A\_4500\_ULS
- Typ2A\_4500\_ULS
- Typ1B1\_4500\_ULS
- Typ1B2\_4500\_ULS
- Typ2B1\_4500\_ULS
- Typ2B2\_4500\_ULS

Festlegungen zu den nachfolgenden Ergebnissen der Parameterstudien in Abschnitt 5.4:

- Es wird ausschließlich die Einwirkungskombination  $E_{d,ULS}$  verwendet. Es sei den eine andere Einwirkungskombination wird ausdrücklich erwähnt.
- Die Ergebnisse beziehen sich, sofern nicht ausdrücklich erwähnt, immer auf das Belastungsniveau  $g+p$  (ständige Lasten + Verkehrslast)
- Sofern numerische Fehler in den Ergebnissen auftreten, werden diese gelöscht und nicht berücksichtigt.

### 5.4.1 Beschreibung der Modelle

In Tabelle 5.6 wird der Aufbau der Modellnamen erläutert. Darin ist die Art der Randdübelreihe, die Dübelaussteilung, die Spannweite des Modells und das verwendete Belastungsniveau ersichtlich.

**Tab. 5.6:** Bezeichnungssystem der FE- Modelle

Typ	1	B	1	4500	ULS
	Art der Dübelaussteilung	Art der Randdübelreihe	Unter- kategorie	Spannweite der Brücke in mm	Einwirkungs- kombination

- 1 ... Dübelaussteilung nach Tabelle 5.7
- 2 ... Dübelaussteilung nach Tabelle 5.7
- A ... „Durchgehendes Abdeckblech außen angeschweißt“ (Abschnitt 4.3.1.4)
- B ... „Abschlussblech über gesamte Höhe“ (Abschnitt 4.3.1.5)

Der Unterschied zwischen Typ 1 und Typ 2 liegt in der Austeilung der Dübelreihen. Bei Typ 1 werden sechs aus elf Dübelreihen am Deckblech angeschweißt, die restlichen fünf am Bodenblech. Typ 2 stellt genau das Gegenteil dar, hier wird die Mehrheit der Dübelreihen am Bodenblech angeschweißt. Tabelle 5.7 gibt einen Überblick, welche Dübelreihe in den FE- Modellen wo angeschweißt ist. In den Abbildung 5.19 und 5.20 werden die unterschiedlichen Austeilungen am Beispiel des Typ1A\_4500\_ULS dargestellt. Die Randdübelreihe stellt eine Sonderfall dar, da diese bei Typ A sowohl am Deckblech als auch am Bodenblech angeschweißt ist.

**Tab. 5.7:** Überblick über die Austeilung der Dübelreihen in den FE- Modellen

	DL 1	DL 2	DL 3	DL 4	DL 5
<b>Typ 1</b>	B	D	B	D	B
<b>Typ 2</b>	D	B	D	B	D

DL ... Dübelreihe  
D ... am Deckblech angeschweißt  
B ... am Bodenblech angeschweißt



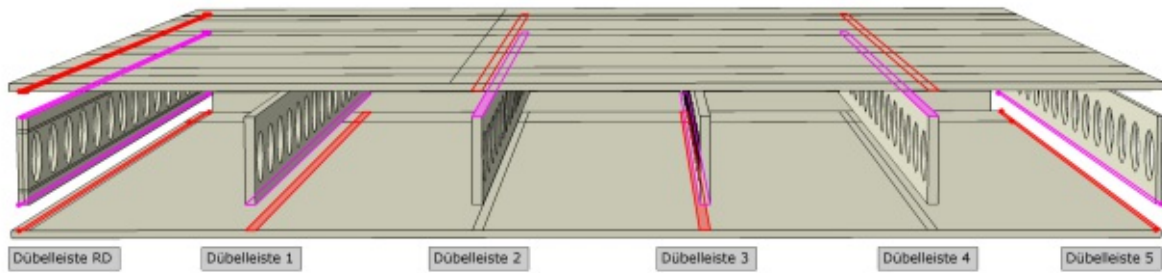


Abb. 5.19: Typ1 - Dübel mehrheitlich oben angeschweißt

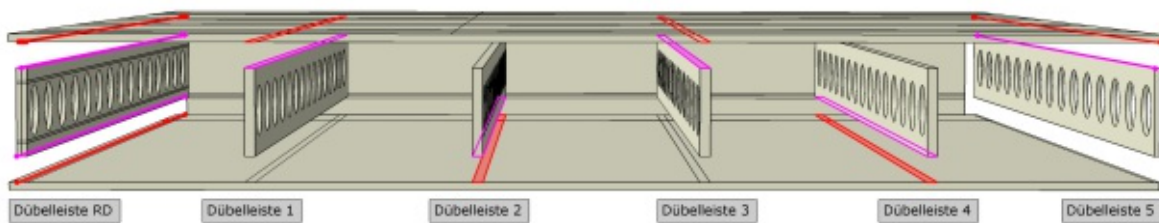


Abb. 5.20: Typ2 - Dübel mehrheitlich unten angeschweißt

In den Parameterstudien werden in Summe drei Varianten der Randdübelreihe untersucht. Die beiden ausgewählten Varianten aus Abschnitt 4.3.1.6 werden infolge als Typ A und Typ B bezeichnet, wobei Typ A der Variante 4 „Durchgehendes Abdeckblech außen angeschweißt“ und Typ B der Variante 5 „Abschlussblech über gesamte Höhe“ entspricht. Von Typ B werden zwei Ausführungen (B1 und B2) untersucht, wobei sich diese nur in der Schweißnahtmodellierung der Randdübelreihe unterscheiden. Abbildung 5.21 zeigt die unterschiedlichen Typen und deren Schweißnahtausführung. In Abbildung 5.22 ist die Modellierung der Schweißnähte in ABAQUS ersichtlich.

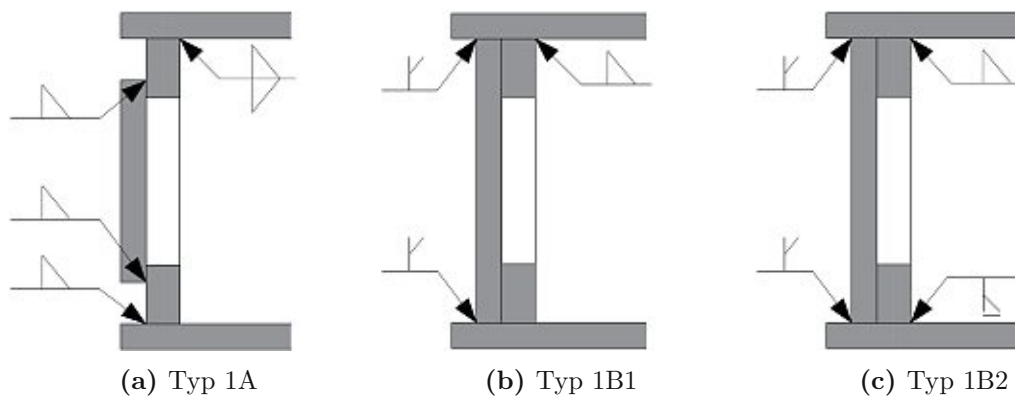
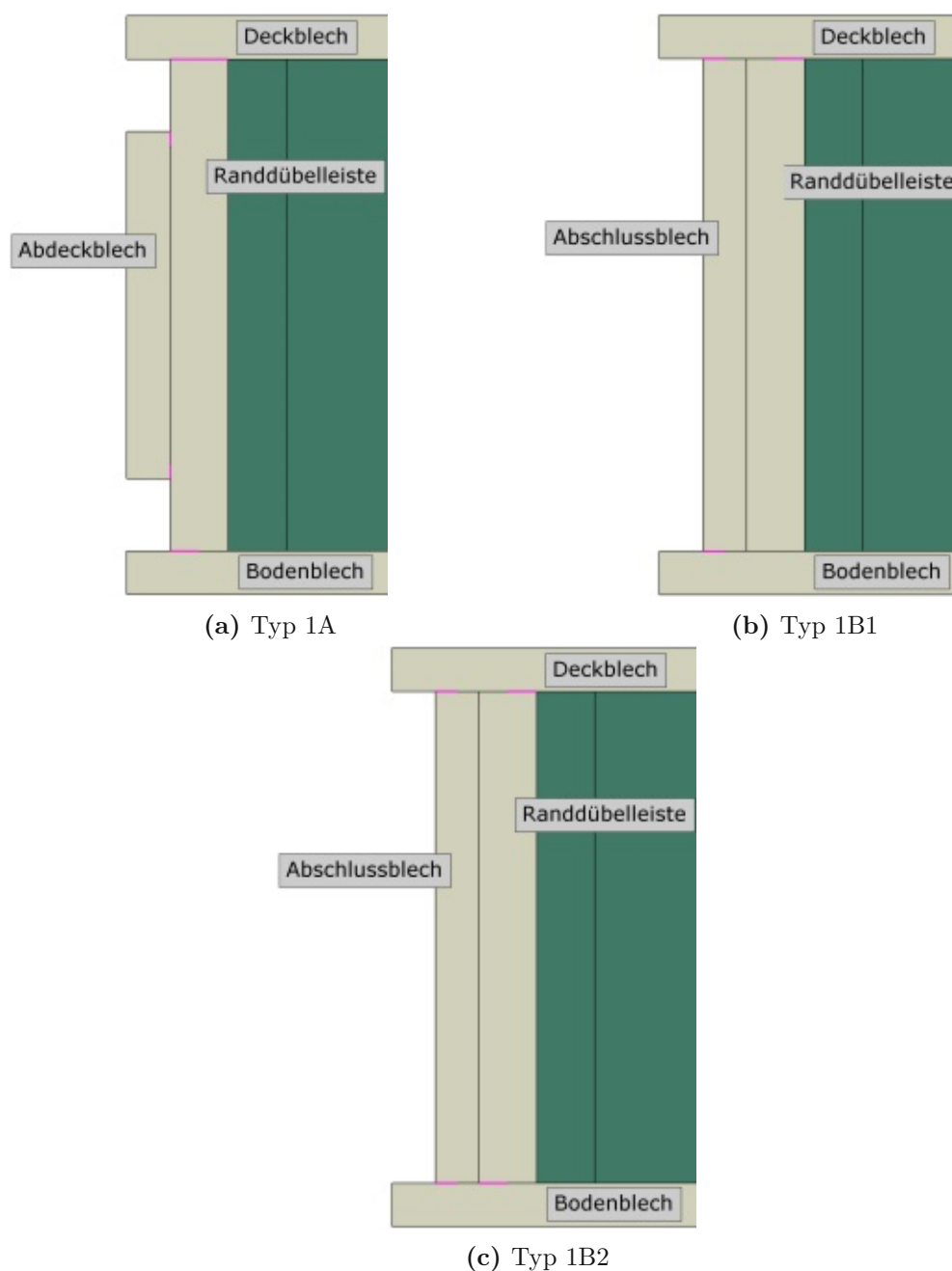


Abb. 5.21: Schweißnähte im Randbereich

In Abbildung 5.22a ist der Randbereich des Typ 1A zu sehen. Die Randdübelreihe wird im Anschluss an das Bodenblech über die gesamte Breite als „starre Kopplung“ (TIE) ausgeführt. Simuliert werden zwei Kehlnähte wie bei den Dübelreihen im Inneren der Platte (Abbildung



**Abb. 5.22:** Randbereiche TIES

5.21a), obwohl die Randdübelbleiste in Längsrichtung deutlich weniger belastet wird, da die Druckdiagonalen im Beton, die Dübelbleiste nur von einer Seite beanspruchen. Die Querkomponenten aus den Druckdiagonalen wirken nur einseitig auf die Randdübelbleiste. Daraus ergibt sich eine zusätzliche Belastung in der Schweißnaht. Im Inneren der Platte ist dies nicht der Fall, da sich die Querkomponenten zweier benachbarter Felder gegenseitig aufheben. Im unteren Bereich ist eine einseitige Kehlnaht angeordnet. Diese ist aus konstruktiven Gründen notwendig. Einerseits um den Beton zu schützen und eine klaffende Fuge und Wassereintritt in die Konstruktion zu vermeiden, andererseits um ein seitliches Ausweichen der Randdübelbleiste zu verhindern. Sie wird als TIE über die halbe Fläche der Randdübelbleiste modelliert. Das Abdeckblech wird oben

und unten über eine Höhe von 5 mm mit der Randdübelleiste gekoppelt, womit je eine Kehlnaht nachgebildet wird. Zwischen Randdübelleiste und Endplatte wird keine Schweißnaht modelliert. Die Modellierung der Schweißnähte von Typ 2A erfolgt sinngemäß wie bei Typ 1A, jedoch gespiegelt.

Abbildung 5.22b zeigt den Randbereich des Typ 1B1. Wie in Kapitel 4 beschrieben wird bei diesem Typ die Ableitung der Kräfte aus der sich im Beton ausbildenden Druckdiagonale auf die Randdübelleiste und das Abschlussblech aufgeteilt. Die Randdübelleiste wird nur durch die Längskomponente belastet und benötigt daher im Anschluss an das Deckblech keine starre Kopplung über die gesamte Fläche. Modelliert wird eine einseitige Kehlnaht (Abbildung 5.21b). Im Anschluss an das Bodenblech erfolgt keine Kopplung.

Das Abschlussblech wird am Deck- und Bodenblech über die halbe Fläche starr gekoppelt. Simuliert wird je eine einseitige Kehlnaht. Das Blech nimmt die Querkomponente der Druckdiagonalen auf und entlastet so die Randdübelleiste. Es wird nicht mit der Endplatte gekoppelt. Die Modellierung des Randbereiches von Typ 2B1 erfolgt sinngemäß wie bei Typ 1B1, jedoch gespiegelt.

Der Unterschied von Typ B1 zu Typ B2 besteht darin, dass bei Typ B2 die Randdübelleiste sowohl am Deckblech als auch am Bodenblech angeschweißt wird (Abbildung 5.21c und 5.22c). Anhand dessen wird untersucht wie sich die daraus resultierende Erhöhung der Längsbiegesteifigkeit im Randbereich auf das Tragverhalten der Platte auswirkt.

Für die nachfolgenden Untersuchungen wird die Bezeichnung der Dübel gemäß Abbildung 5.23 eingeführt. Die Bezeichnung erfolgt alphabetisch, aufsteigend zur Feldmitte hin in Richtung der positiven z-Achse. Während Dübel B beispielsweise unmittelbar über dem Auflager liegt, handelt es sich bei Dübel O um jenen in Feldmitte.

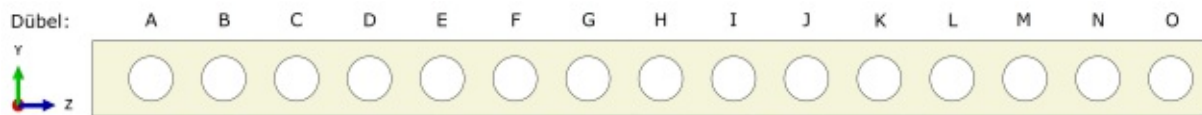


Abb. 5.23: Bezeichnung der Dübel

#### 5.4.2 Lokalisierung der kritischen Bereiche der Platte

In den nachfolgenden Abschnitten werden ausgewählte Ergebnisse der Modelle

- Typ1A\_4500\_ULS,
- Typ2A\_4500\_ULS,
- Typ1B1\_4500\_ULS und
- Typ2B1\_4500\_ULS

untereinander verglichen. Um die kritischen Bereich zu lokalisieren, wird für die Stahlelemente die Vergleichsspannung nach Mises, sowie die Hauptzugspannungen herangezogen und für die Betonelemente die Betonschädigung zufolge Druck bzw. Zug. Diese Werte eignen sich sehr gut für qualitative Aussagen über die Ausnutzung des jeweiligen Materials, es lassen sich mit den

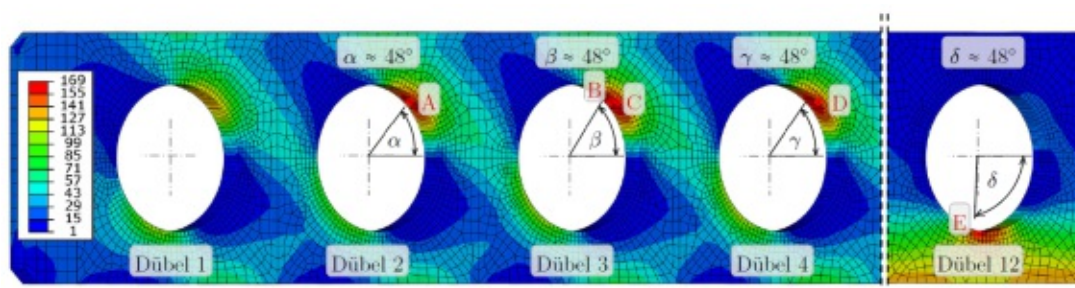
Vergleichsspannungen nach Mises und der Betonschädigung jedoch keine genauen Aussagen über die Beanspruchung und das Tragverhalten der Platte machen. Die als kritisch identifizierten Bereiche werden anschließend in den Abschnitten 5.4.3 und 5.4.4 näher betrachtet.

Die in diesem Abschnitt angeführten Abbildungen aus den FE- Berechnungen gelten, wenn nicht explizit erwähnt, folgende Eigenschaften:

- Unverformtes Modell;
- AVERAGING 75% (compute scalars before averaging);
  - Da die Ergebnisse aus ABAQUS nur am Integrationspunkt verfügbar sind (REDUCED INTEGRATION), müssen die Ergebnisse zu den Knoten extrapoliert werden. AVERAGING MIT COMPUTE SCALARS BEFORE AVERAGING) bedeutet, dass diese Ergebnisse nach dem Extrapolieren gemittelt werden. Im Falle dieser Arbeit wird der Wert mit 75% gewählt, was bedeutet, dass nur Ergebnisse gemittelt werden die sich um weniger als 75% unterscheiden [1].

#### 5.4.2.1 Kritische Bereiche im Stahl

Takács hat in [29] zwei Bereiche der SCSC-Platte als maßgebend identifiziert. Für den Grenz-zustand der Ermüdung sind die größten Spannungen dabei einerseits um den Anschluss des Bodenbleches an den Hauptträger der Trogbrücke situiert, andererseits in der oben angeschweißten Dübelleiste, im Bereich der „auflagernahen“ Dübel, wo die Querkraft der Platte groß ist (gilt für Lastniveau 1xLM71). Abbildung 5.24 zeigt die maximalen Hauptzugspannungen der oben angeschweißten Dübelleiste aus [29] und die darin identifizierten kritischen Stellen unter Lastniveau 1xLM71 (Teilbild links) und unter Lastniveau 2xLM71 (Teilbild rechts), die maximale Hauptzugspannung in den Untersuchungen von Takács in Dübel 12 auftritt. Im Gegensatz zur Lastniveau 1xLM71 wo der Schubtragmechanismus der SCSC-Platte verantwortlich für die maximalen Hauptzugspannungen ist, ist unter Lastniveau 2xLM71 die Biegung der Dübelleiste in Längsrichtung entscheidend [29].

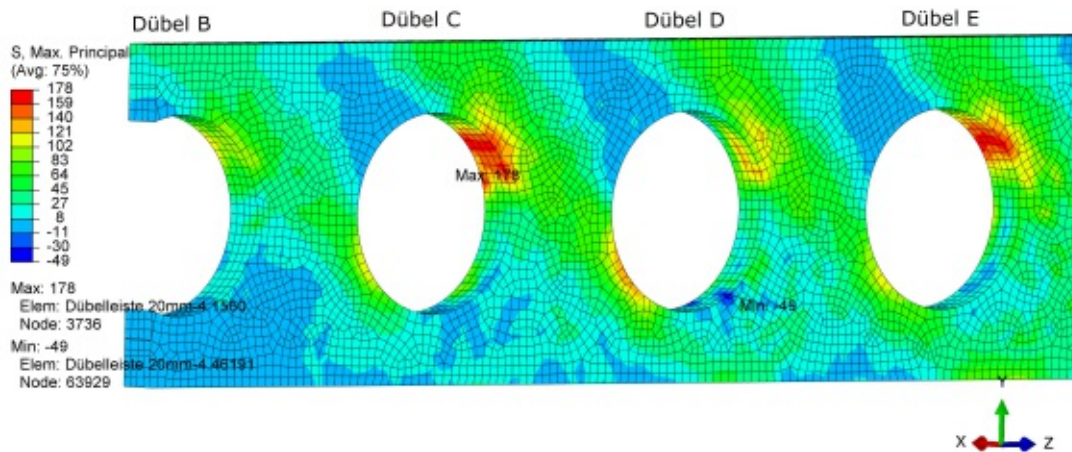


**Abb. 5.24:** Maximale Hauptzugspannungen der kritischen Bereich aus [29] (Teilbild links unter Lastniveau 1xLM71 ; Teilbild rechts unter Lastniveau 2xLM71) (Werte in  $N/mm^2$ )

Abbildung 5.25 zeigt im Vergleich zu Abbildung 5.24, die Hauptzugspannungen der auflagernahen Dübeln der Dübelleiste 4, des Typ1B1\_4500\_ULS unter Lastniveau 1xLM71. Diese Dübelleiste wird herangezogen, da es sich hierbei ebenfalls um eine oben angeschweißte handelt. Es ist erkennbar, dass sich ein ähnliches Bild wie bei den FE- Untersuchungen von Takács in [29] einstellt. Diese Hauptzugspannungen resultieren größtenteils aus den zu übertragenden Schubkräften,

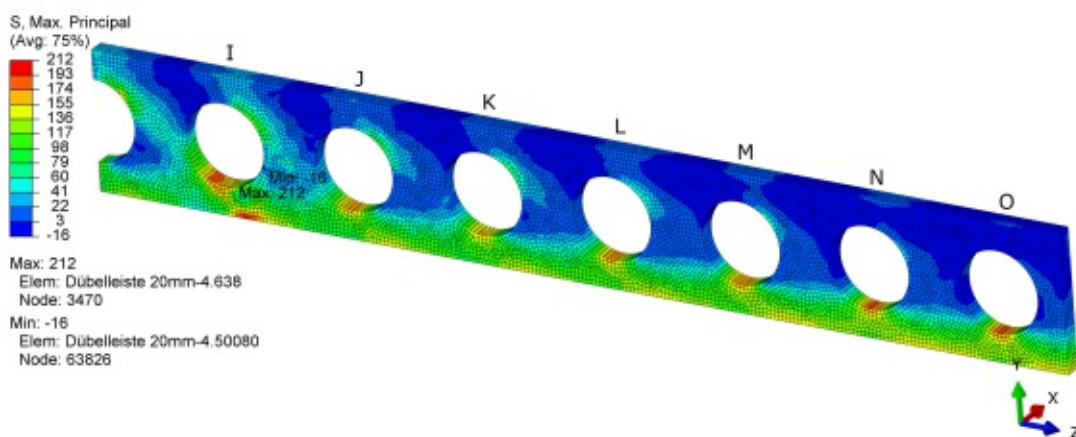


welche von den sich ausbildenden Druckdiagonalen im Beton, auf die Dübelleiste übertragen werden.



**Abb. 5.25:** Hauptzugspannungen der auflagnahen Dübeln der Dübelleiste 4 des Typ1B1\_4500\_ULS (Werte in  $N/mm^2$ )

Die maximalen Hauptzugspannungen sind jedoch, im Bereich der Dübel I bis O in Feldmitte (siehe Abbildung 5.26) situiert. Sie entstehen aus einer Kombination zwischen der Schubübertragung durch die Druckdiagonalen und der Biegung der Platte in Längsrichtung. In Abbildung 5.26 ist gut ersichtlich, wie die größten Hauptzugspannungen in Dübel O genau mittig situiert sind und fortschreitend, mit Zunahme der Schubkraft, nach außen wandern und sich schrittweise ein ähnliches Bild wie in Abbildung 5.25 einstellt. Zudem ähnelt der Verlauf der maximalen Hauptzugspannungen in Dübel O, dem von Dübel 12 in Abbildung 5.24 aus [29].



**Abb. 5.26:** Maximale Hauptzugspannungen der Dübelleiste 4 des Typ1B1\_4500\_ULS (Werte in  $N/mm^2$ )

Die von Takács beschriebene, zweite maßgebende Stelle, nämlich der Anschluss des Bodenbleches an den Hauptträger, ist auch bei der SCSC-Plattenbrücke für den Anschluss des Bodenbleches an die Endplatte von Bedeutung. Abbildung 5.27 zeigt die Hauptzugspannungen des Bodenbleches, am Beispiel des Modells Typ1B1\_4500\_ULS. Hier ist erkennbar, dass es bei Dübelleiste 4 lokal zu hohen Zugspannungen kommt. Diese resultieren einerseits aus der reinen Biegung der

Platte in Längsrichtung und damit einhergehenden Zugkräften im Bodenblech, andererseits wird die Endplatte lokal durch die sich verformende Dübelleiste 4 beansprucht. Da diese nur oben angeschweißt ist, verschiebt sich die Dübelleiste relativ zum Bodenblech und drückt sich in die Endplatte. Abbildung 5.28 zeigt die Kontaktspannungen der Endplatte und des Bodenbleches, worin ersichtlich ist, wie die oben angeschweißten Dübelleisten 2 und 4, lokal auf die Endplatte drücken. Bei diesen Überlegungen ist zu bedenken, dass die Endplatte und der Überstand der Platte gegenüber der Lagerleiste in der FE- Modellierung nicht mit den Verkehrslasten belastet wird.

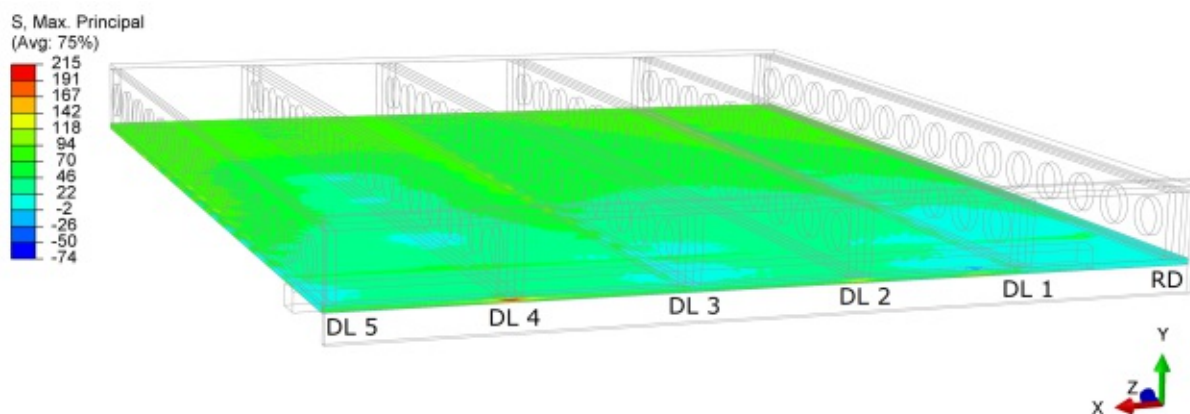


Abb. 5.27: Maximale Hauptzugspannungen des Bodenbleches des Typ 1B1 (Werte in  $N/mm^2$ )

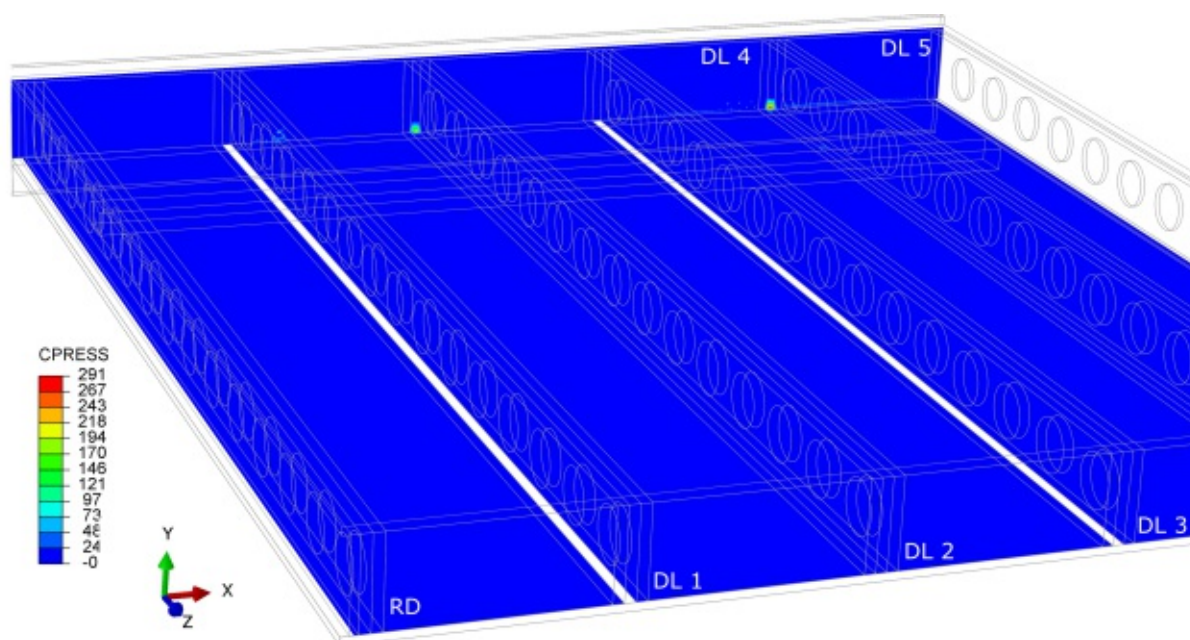
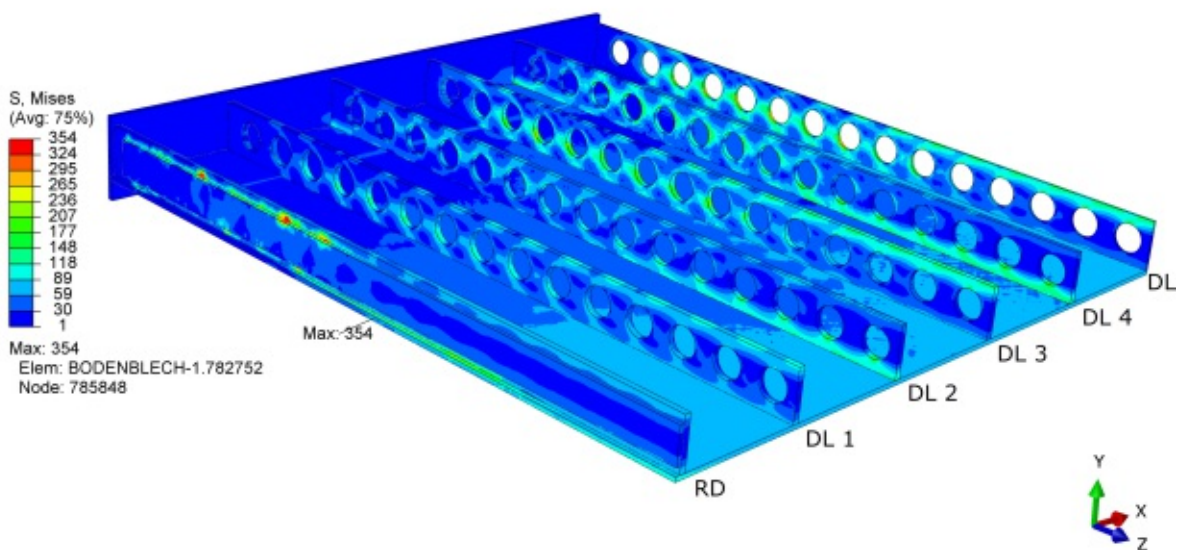


Abb. 5.28: Kontaktspannungen der Endplatte und des Bodenbleches des Typ 1B1 (Werte in  $N/mm^2$ )



Anhand der Vergleiche kann gezeigt werden, dass die Spannungen in den Dübeln und dem Bodenblech, wie von Takács in [29] beschrieben, auch bei den Plattenbrückenmodellen als kritisch identifiziert werden. Während diese Stellen bei den Modellen des Typ B auch die Maxima bilden, hat bei Typ A die Ausbildung der Randdübelleiste einen wesentlichen Einfluss auf die kritischen Bereiche.

Abbildung 5.29 zeigt die Vergleichsspannungen nach Mises an den Stahlelementen des Modells Typ1A\_4500\_ULS. Um einen besseren Blick ins innere der Platte zu bekommen wird das Deckblech ausgeblendet. Mit Vergleichsspannungen von Null bis etwa  $120 \text{ N/mm}^2$  ist dieses ohnehin nicht relevant für die Betrachtungen. In der Abbildung ist erkennbar, dass die Randdübelleiste im Bereich des Anschlusses zum Abdeckblech, sowie im Anschluss an das Bodenblech am stärksten belastet ist und der Stahl lokal zu plastizieren beginnt. Dieser Umstand ist im Bereich rund um die Schweißnahtmodellierung des Abdeckbleches etwas zu relativieren, da in vereinzelt Elementen numerische Fehler auftreten, bei denen die Hauptspannungen entgegen dem verwendeten Materialmodell Werte  $\gg 355 \text{ N/mm}^2$  annehmen. Die Vergleichsspannungen des Modell Typ2A\_4500\_ULS verhalten sich sehr ähnlich, mit dem einzigen Unterschied, dass zusätzlich im Bodenblech im Bereich der unten angeschweißten Dübelleisten 2 und 4 sehr hohe Spannungen auftreten (siehe Abbildung 5.33).



**Abb. 5.29:** Typ1A\_4500\_ULS: Vergleichsspannungen nach Mises (Werte in  $\text{N/mm}^2$ )

Im Vergleich zu Modell Typ1A spielen beim Modell Typ1B1\_4500\_ULS die Spannungen in der Randdübelleiste eine untergeordnete Rolle (siehe Abbildung 5.30). Die maximale Vergleichsspannung beträgt etwa  $346 \text{ N/mm}^2$  und ist situiert in Dübelleiste 3, Dübelloch E.

Abbildung 5.31 zeigt das Modell Typ2B1\_4500\_ULS, wobei die größten Spannungen des Bodenblech im Bereich des Anschluss an die Endplatte auftreten. Abbildung 5.32 zeigt den Anschnitt des Bodenbleches etwas genauer. Die Spannungen konzentrieren sich zwischen Dübelleiste 2 und 3. Sie betragen bis zu etwa  $353 \text{ N/mm}^2$ . Auch hier treten vereinzelt numerische Fehler auf, wodurch die Ergebnisse verfälscht werden. Trotz alledem sind die Spannungen hier höher einzuschätzen

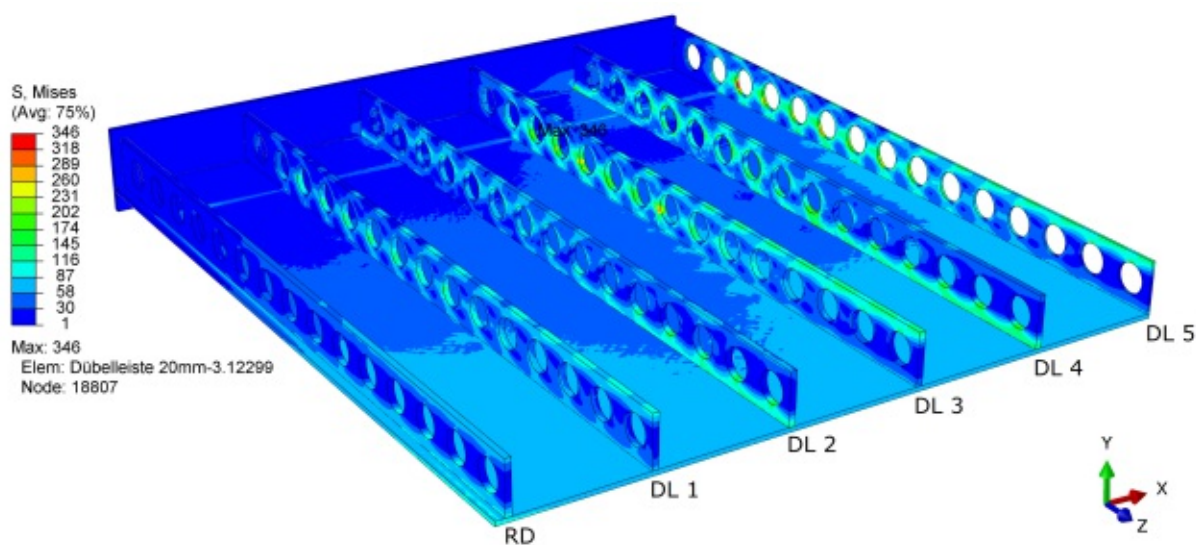


Abb. 5.30: Typ1B1\_4500\_ULS: Vergleichsspannungen nach Mises (Werte in  $N/mm^2$ )

als bei den anderen Modellen. In Abbildung 5.32 sind zusätzlich die Vergleichsspannungen des Typ 1B1 an der gleichen Stelle ersichtlic, wobei zu erkennen ist, dass diese deutlich geringer als jene des Typ 2B1 sind. Der restliche Bereich der Platte des Typ 2B1 verhält sich ähnlich zu Modell Typ1B1\_4500\_ULS.

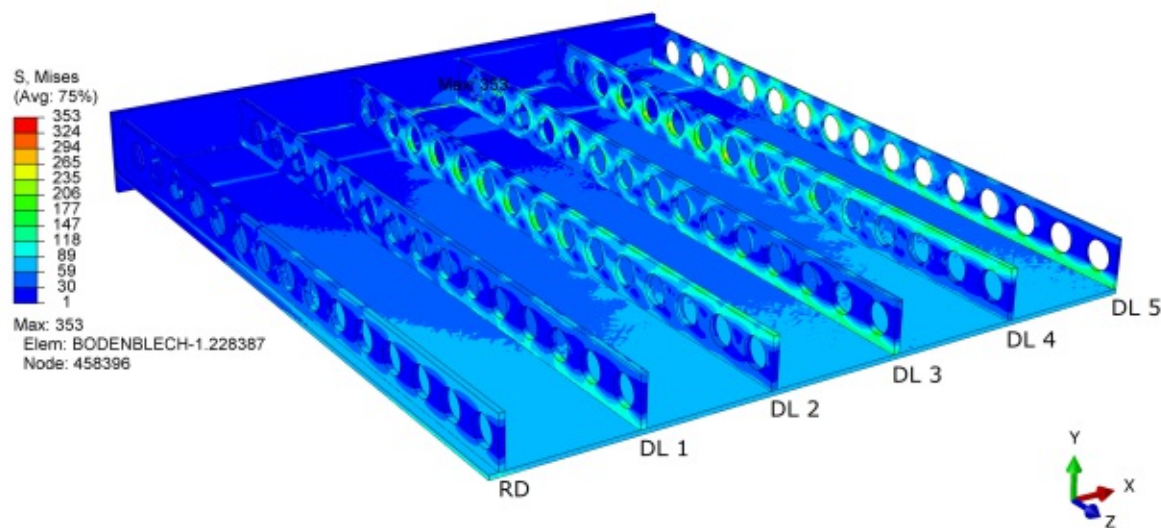
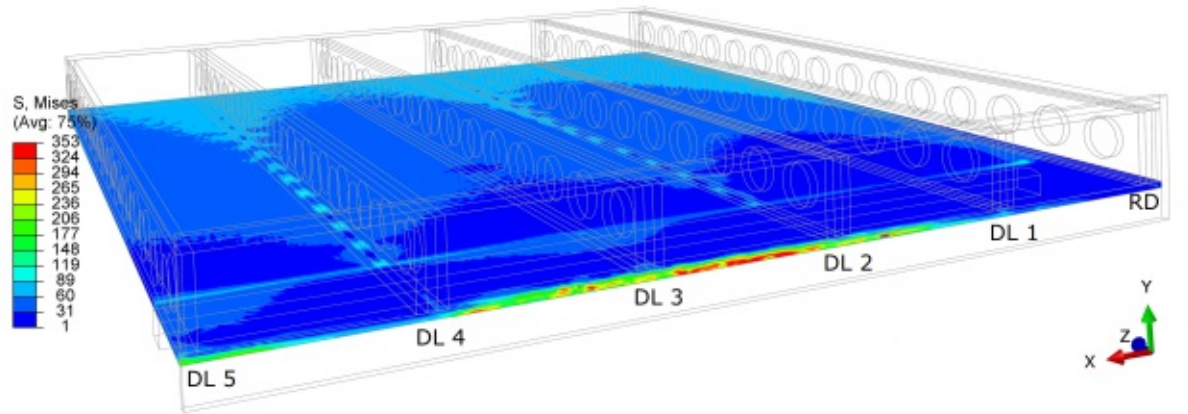


Abb. 5.31: Typ2B1\_4500\_ULS: Vergleichsspannungen nach Mises (Werte in  $N/mm^2$ )

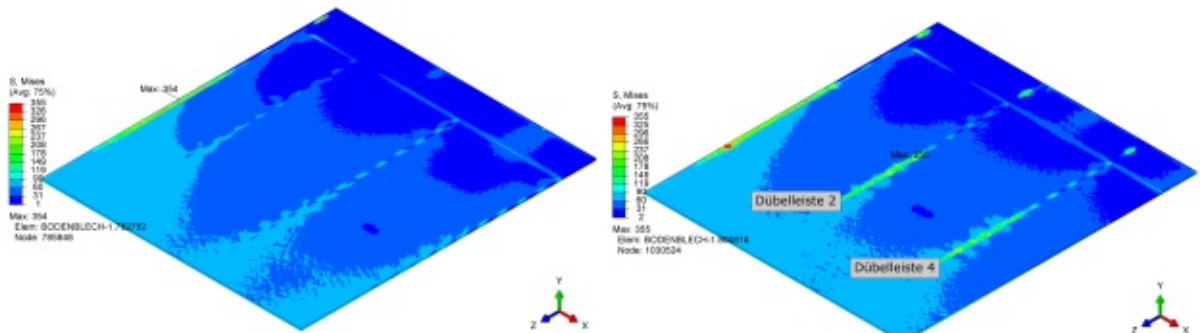
Abbildung 5.33 zeigt die Vergleichsspannungen in den Bodenblechen. Sie gibt einen Überblick und fasst nahezu alle zuvor genannten kritischen Bereiche zusammen.



Typ 1B1:

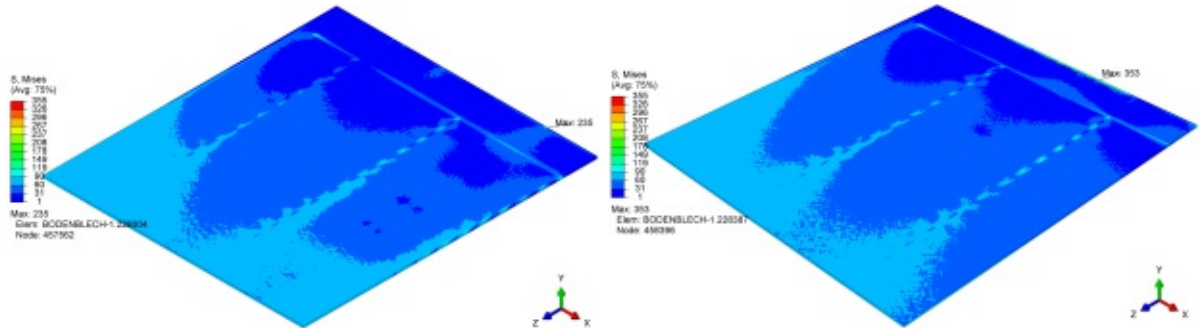


Abb. 5.32: Typ2B1\_4500\_ULS: Vergleichsspannungen im Bereich des Anschlusses Bodenplatte - Endplatte und Vergleich zu Typ 1B1 (Werte in  $N/mm^2$ )



(a) Typ1A

(b) Typ2A



(c) Typ1B1

(d) Typ2B1

Abb. 5.33: Unterschiede in den Vergleichsspannungen nach Mises im Bodenblech (Werte in  $N/mm^2$ )



### 5.4.2.2 Betonschädigung

Abbildung 5.34 zeigt die Betonzugschädigung des Modells Typ1B1\_4500\_ULS. Am meisten beansprucht sind die Dübel in Feldmitte der Dübelleiste 3 (Abbildung 5.34). Bedingt durch die ungleiche Verteilung der Verkehrslast LM71 in Querrichtung der Platte, ergibt sich ein „Knick“ in der Querverformung, wodurch der Betondübel O in Feldmitte, stark auf Zug beansprucht wird. Abbildung 5.35 zeigt die Verformung der Platte im Schnitt Feldmitte und die auftretende Betonzugschädigung des Dübel O. Zudem ist ersichtlich, dass die Querverformung der Platte in allen anderen Dübeln nicht sehr groß ist und diese Schädigung nur in Dübelleiste 3 auftritt.

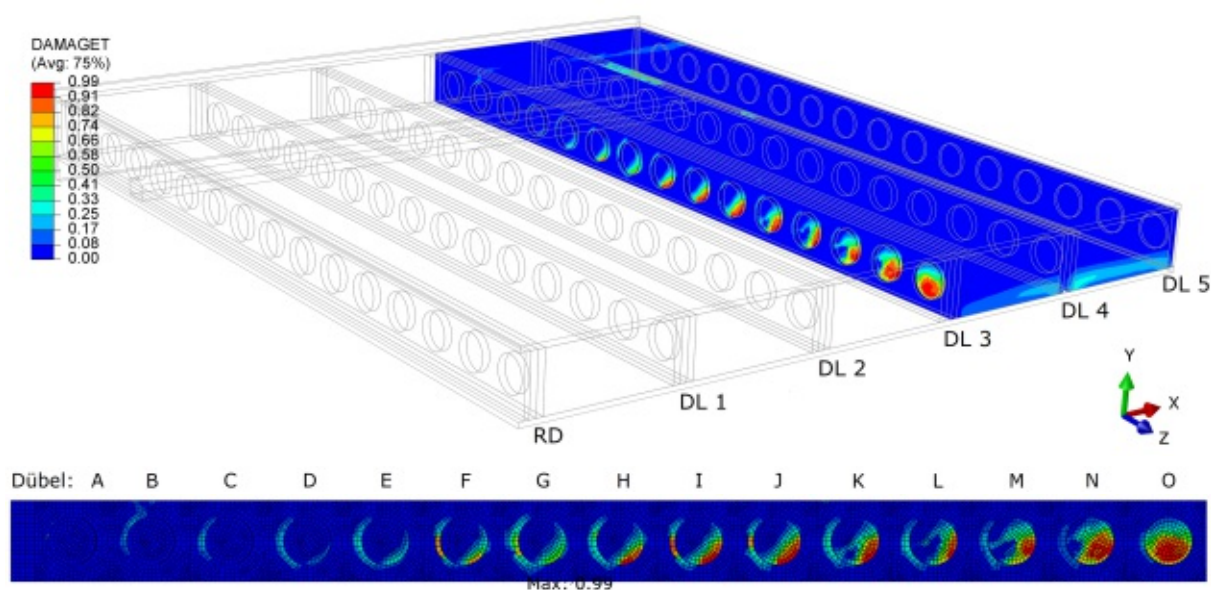


Abb. 5.34: Typ1B1\_4500\_ULS: Betonschädigung zufolge Zug im Bereich der Dübelleiste 3

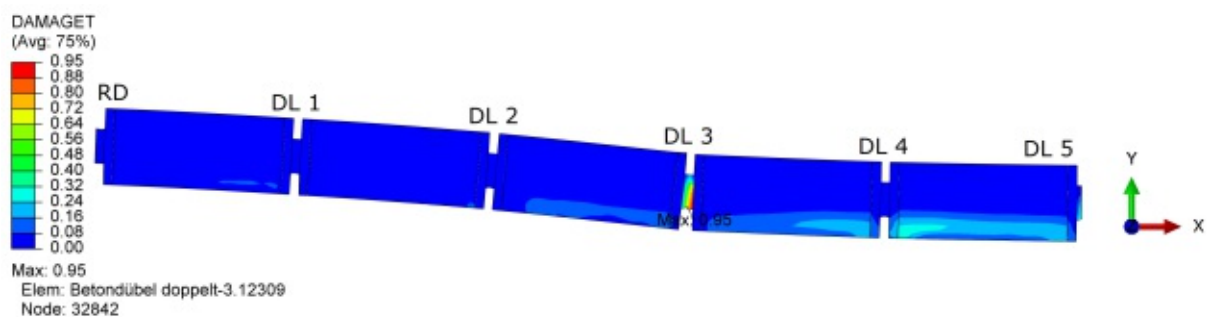


Abb. 5.35: Typ1B1\_4500\_ULS: Verformung und Betonzugschädigung der Platte in Feldmitte (Verformung 50x überhöht dargestellt)

Des Weiteren ist bei Typ1B1\_4500\_ULS der Beton unter den Dübeln D,G und I bei Dübelleiste 4 stark beansprucht (Abbildung 5.36). Dabei handelt es sich um eine jener Dübelleisten, welche am Deckblech angeschweißt ist. Die hier auftretenden Zugschädigungen entstehen aufgrund des Tragmechanismus der Platte. Durch die Schubkraftübertragung der Dübelleisten beginnt der

Beton hinter dem Dübel, und den sich ausbildenden Druckdiagonalen, zu reißen. Dem hinzufügend wird der Beton nahe des Bodenbleches bedingt durch die Längsbiegung der Platte gezogen, wodurch sich das Muster in Abbildung 5.36 einstellt.

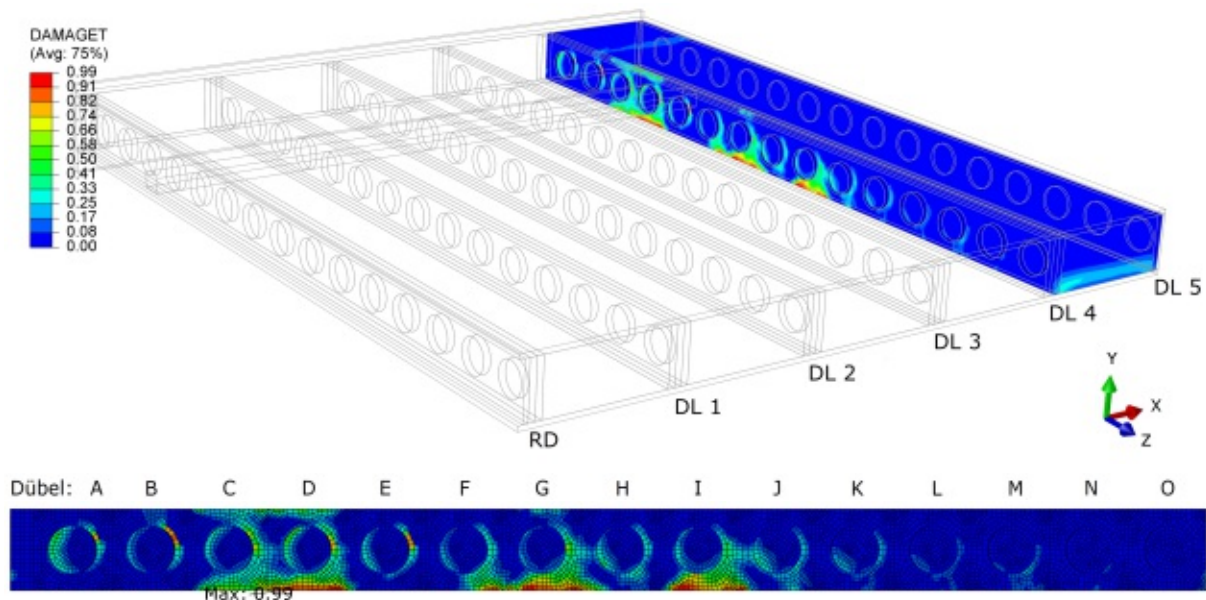
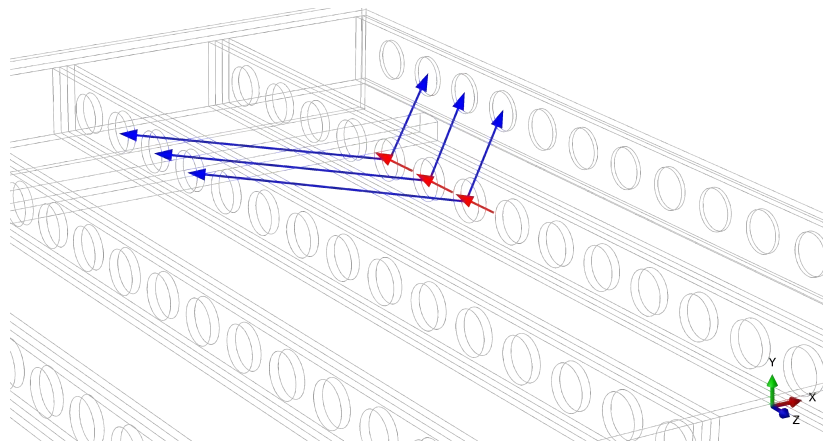
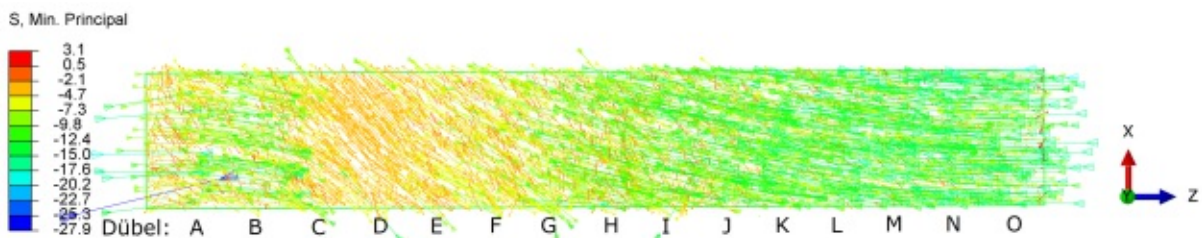


Abb. 5.36: Typ1B1\_4500\_ULS: Betonschädigung zufolge Zug im Bereich der Dübelleiste 4



(a) Ausbildung der Druckdiagonalen am Beispiel der Dübel E,F und G bei Dübelleiste 4



(b) Hauptdruckspannungen im Betonkern zwischen den Dübelleisten 4 und 5 (Werte in  $N/mm^2$ )

Abb. 5.37: Typ1B1\_4500\_ULS: Ausbildung der Druckdiagonalen im Beton bei Dübelleiste 4

Abbildung 5.37 zeigt diese Ausbildung der Druckdiagonalen bei Dübelleiste 4, wobei in Teilbild 5.37a die Druckdiagonalen schematisch bei den Dübeln E,F und G dargestellt sind und in Teilbild 5.37b die Richtungen der Hauptdruckspannungen zu sehen sind. Dabei ist ersichtlich, in welcher Orientierung sich die Druckdiagonalen ausbilden.

Vor allem im Bereich rund um das Auflager (orangene Vektoren), bilden sich die Druckdiagonale, wie im prinzipiellen Tragmechanismus angedacht, aus [9].



**Abb. 5.38:** Typ1B1\_4500\_ULS: Betonzugschädigung der Platte geschnitten durch Dübel G

In Abbildung 5.38 wird durch Dübel G geschnitten. Es ist die Ausbreitung der Betonzugschädigungen des Dübels in Dübelleiste 4 in Querrichtung ersichtlich. Zudem ist erkennbar, dass in den Dübelleisten 1, 2 und 5 der Beton nicht nennenswert beschädigt ist.



Eine Druckschädigung stellt sich bei Modell Typ1B1\_4500\_ULS nur im Bereich unter den Dübeln D,G und I bei Dübelleiste 4 ein (Abbildung 5.39). Im selben Bereich wo auch große Zugschädigungen auftreten. Woraus diese Druckschädigung zurückzuführen ist, geht aus den FE- Berechnungen nicht klar hervor. Abbildung 5.40 zeigt die minimalen Hauptspannungen im Betonkern zwischen den Dübelleisten 3 und 4, geschnitten durch die Stelle der Druckschädigung bei Dübel G. Darin ist ersichtlich, dass sich in der oberen Hälfte des Querschnittes eine Druckzone und in Querrichtung ein Druckbogen ausbildet. Über den Bereich der Druckschädigung ist jedoch keine genau Aussage zu treffen. Diese Druckschädigung tritt bei allen Modellen auf, jedoch in unterschiedlicher Intensität und je nach Typ, entweder in Dübelleiste 3 oder 4, wobei sich immer ein ähnliches Bild wie in Abbildung 5.39 einstellt.

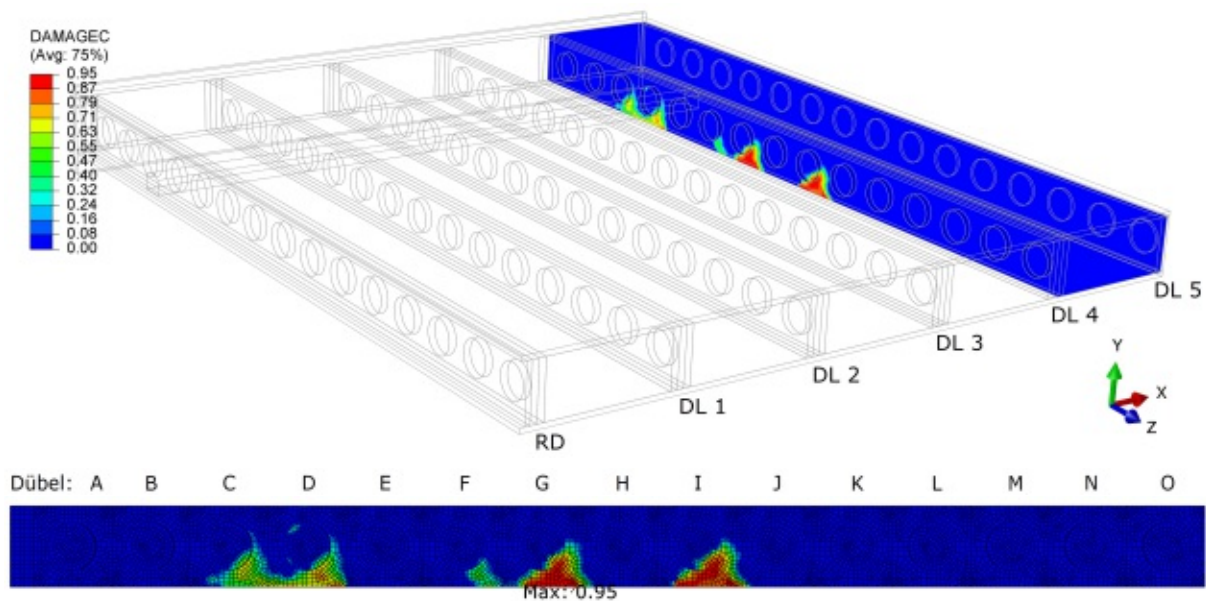


Abb. 5.39: Typ1B1\_4500\_ULS: Betonschädigung zufolge Druck im Bereich der Dübelleiste 4

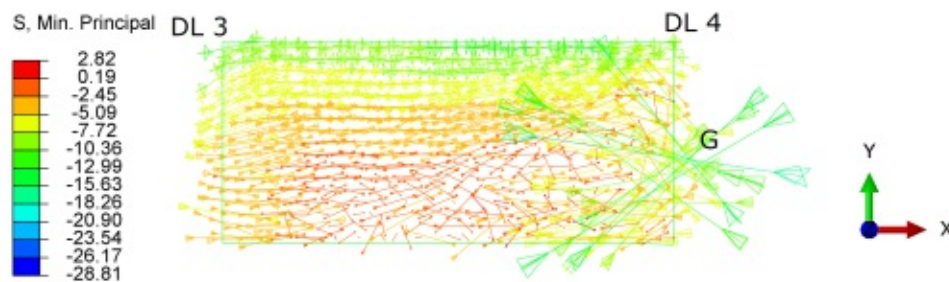


Abb. 5.40: Typ1B1\_4500\_ULS: Minimale Hauptspannungen und deren Richtung in einem der Betonkerne neben der Druckschädigung bei Dübel G (Werte in  $N/mm^2$ )

Die Betonschädigung des Modell Typ2A\_4500\_ULS reduziert sich auf den Bereich rund um die Dübel der Dübelleiste 4. Sie ist vergleichbar mit jener in der Dübelleiste 3 des Typ 1B. Auch hier stellt sich die größte Zugschädigung in den Betondübeln in Feldmitte ein. Abbildung 5.41 zeigt jedoch, dass die Betondübel des Modell Typ2A\_4500\_ULS weniger beschädigt sind. Dies ist auf die Querverformung der Platte zurückzuführen (siehe Abbildung 5.42). Während sich die Randdübelleiste und Dübelleiste 5 etwa gleich verformen wie bei Modell Typ1B1\_4500\_ULS, verläuft die Querverformung bei Typ 2A jedoch etwas stetiger und hat zwei kleinere, anstatt eines großen „Knickes“. Die Zugschädigung ist zwar bei Dübelleiste 2 etwas größer, jedoch reißt hier nur der Rand des Dübels (Abbildung 5.42, rechts oben), wohingegen bei Dübelleiste 4 der gesamte Dübel beansprucht wird und deshalb bei diesem Modell maßgebend ist (Abbildung 5.41).

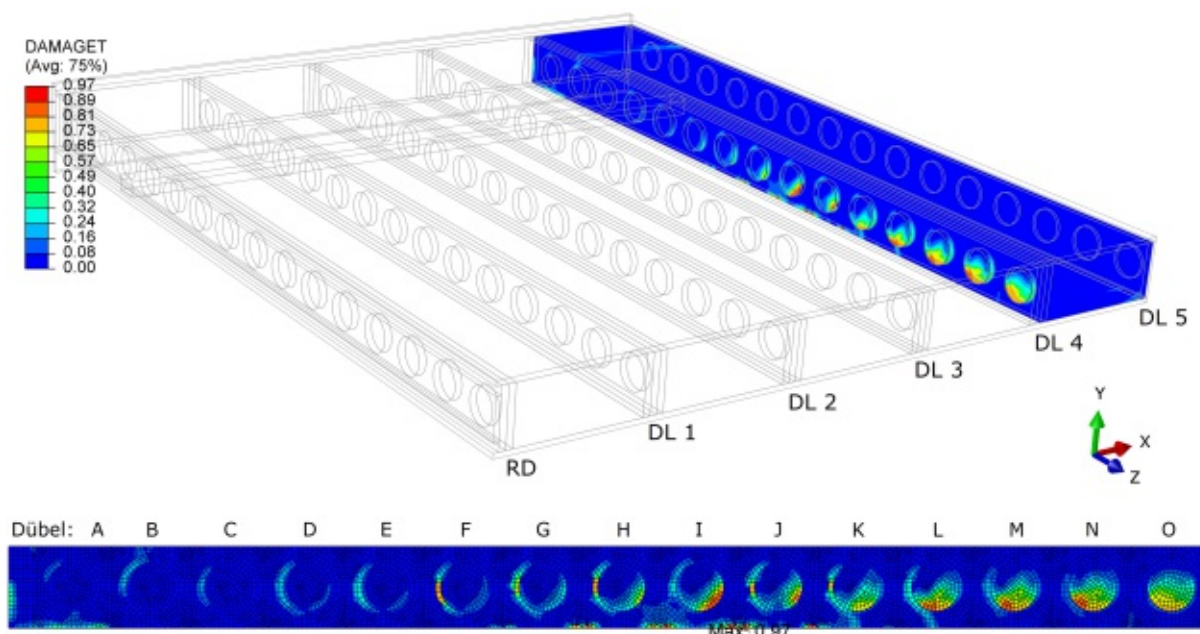


Abb. 5.41: Typ2A\_4500\_ULS: Betonschädigung zufolge Zug im Bereich der Dübelleiste 4

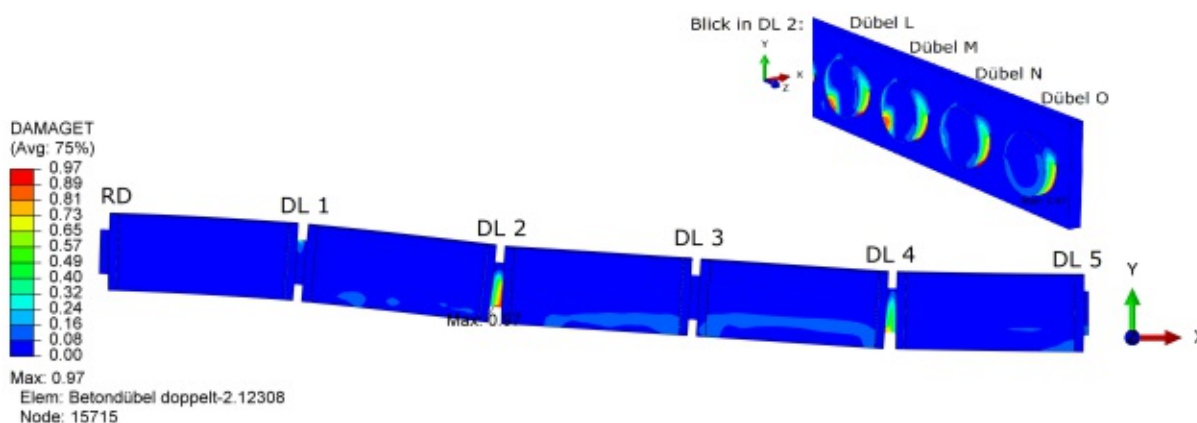


Abb. 5.42: Typ2A\_4500\_ULS: Verformung und Betonzugschädigung der Platte in Feldmitte und Zugschädigung in Dübelleiste 2 (Verformung 50x überhöht dargestellt)

In Modell Typ2B1\_4500\_ULS ist die größte Zugschädigung des Betons im Bereich der Endplatte bei Dübelleiste 4 (Abbildung 5.43). Diese Schädigung ist auf numerische Fehler zurückzuführen, da eine Kontrolle der Hauptspannungen zeigt, dass es in diesem Bereich zu keiner nennenswerten Zugbeanspruchung kommt.

Ebenfalls im Bereich der Endplatte bei Dübelleiste 4 ist die einzige nennenswerte Druckschädigung (Abbildung 5.44). Diese entsteht, weil manche Druckdiagonalen der auflagernahen Dübel, sich an der Endplatte abstützen. Abbildung 5.45 zeigt die minimalen Hauptspannungen im Betonkern zwischen Dübelleiste 3 und 4 und deren Richtungen, wobei erkennbar ist, wie Druckdiagonalen in die Lagerleiste gehen und bis in die Endplatte geleitet werden.

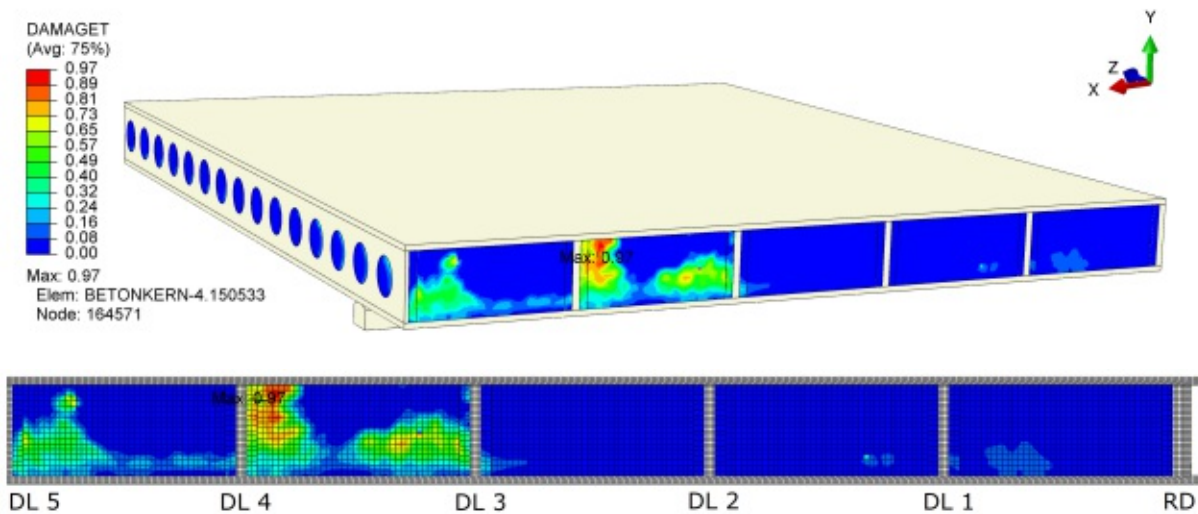


Abb. 5.43: Typ2B1\_4500\_ULS: Betonschädigung zufolge Zug im Bereich der Endplatte

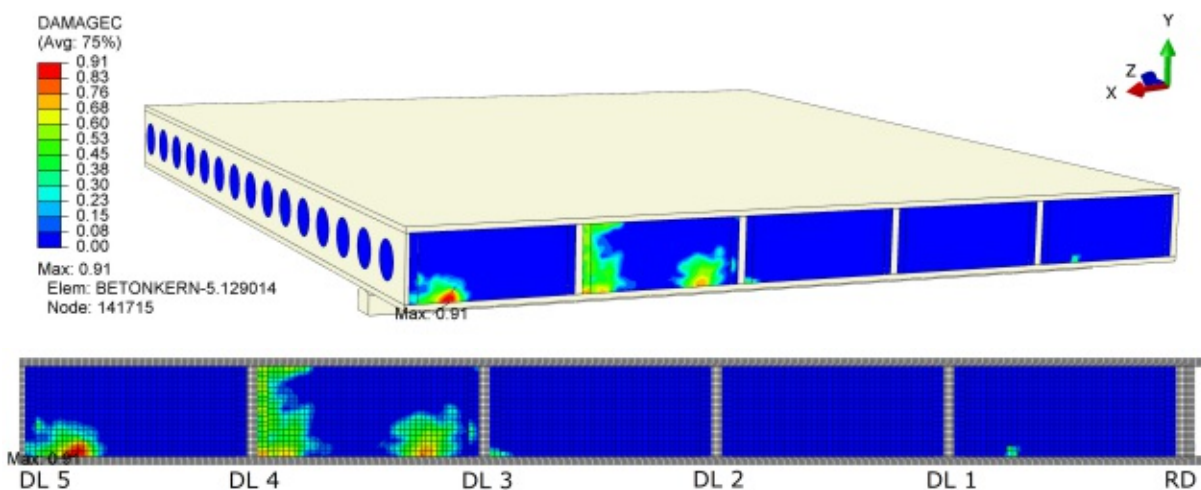
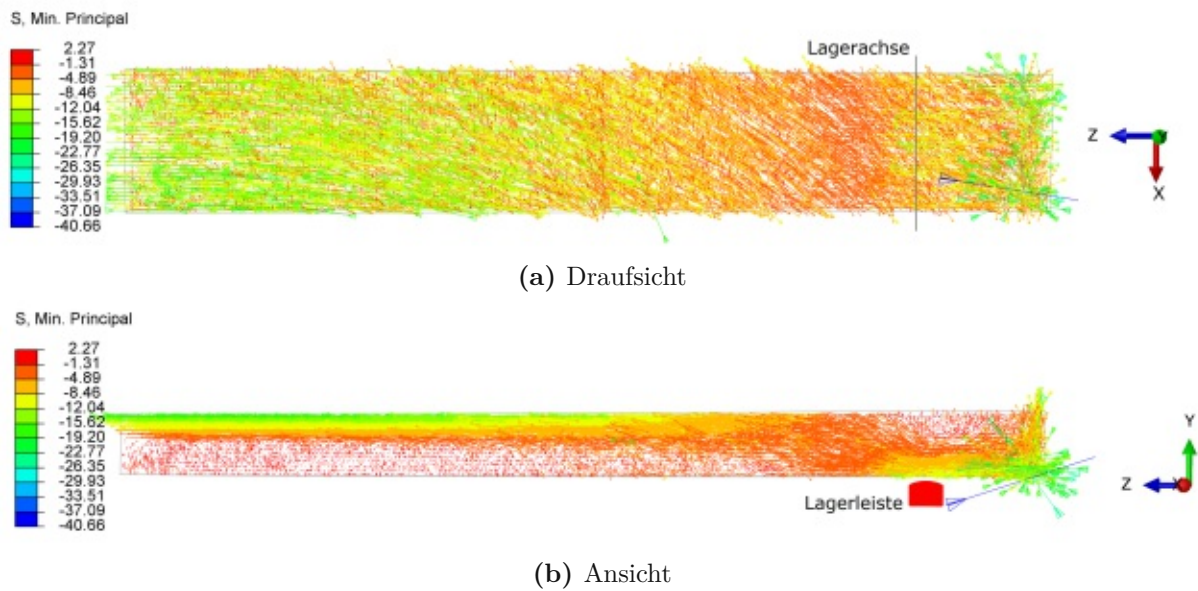


Abb. 5.44: Typ2B1\_4500\_ULS: Betonschädigung zufolge Druck im Bereich der Endplatte



**Abb. 5.45:** Typ2B1\_4500\_ULS: Minimale Hauptspannungen und deren Richtung im Betonkern zwischen Dübelleiste 3 und 4 (Werte in  $N/mm^2$ )



### 5.4.2.3 Zusammenfassung der kritischen Stellen

In der nachfolgenden Tabelle 5.8 sind die zuvor behandelten kritischen Bereiche im Stahl und Beton zusammengefasst. Für jedes Modell ist der kritische Bereich, der dort maximal auftretende Wert, sowie die dazugehörige Abbildung aus den vorherigen Abschnitten angegeben. Die Bezeichnungen in der Spalte „Bereiche“ folgt der Konvention, dass zuerst der betreffende Part, in dem der maximale Wert auftritt, benannt wird und danach die genaue Stelle im Part angegeben ist. Beispielsweise ist die maximale Vergleichsspannung im Modell Typ\_1A, im Bodenblech im Bereich der Randdübelleiste situiert. Bei den in Spalte „Modell“ eingeklammerten Modellen handelt es sich um Modelle, welche sich sehr ähnlich wie das Beschriebene verhalten.

**Tab. 5.8:** Überblick der kritischen Stellen

Modell	Material	Bereich	Kriterium	Abb.
Typ_1A (Typ_2A)	Stahl	Bodenblech - Randdübelleiste	$\sigma_v = 354 \text{ N/mm}^2$	5.29
Typ_1A (Typ_2A)	Stahl	Abdeckblech (Randdübelleiste)	$\sigma_v = 354 \text{ N/mm}^2$	5.29
Typ_1B1 (Typ_2B1)	Stahl	Dübelleiste 3 - Dübel E	$\sigma_v = 346 \text{ N/mm}^2$	5.30
Typ_2A	Stahl	Bodenblech - Dübelleiste 2	$\sigma_v = 355 \text{ N/mm}^2$	5.33
Typ_2B1	Stahl	Bodenblech - Endplatte	$\sigma_v = 353 \text{ N/mm}^2$	5.32
Typ_1B1 (Typ_1A)	Beton	Dübelleiste 3 - Feldmitte	$d_{t,max} = 0,99$	5.34
Typ_1B1 (Typ_1A)	Beton	Dübelleiste 4 - Bodenblech	$d_{t,max} = 0,99$	5.36
Typ_1B1 (Typ_1A)	Beton	Dübelleiste 4 - Dübel C,D,G und I	$d_{c,max} = 0,95$	5.39
Typ_2A	Beton	Dübelleiste 4 - Bodenblech	$d_{t,max} = 0,97$	5.41
Typ_2B1	Beton	Dübelleiste 4 - Endplatte	$d_{t,max} = 0,97$	5.43

### 5.4.3 Einfluss der Randdübelleiste

Anhand der Ergebnisse der FE- Untersuchungen werden die ausgewählten Varianten zur Ausbildung der Randdübelleiste aus Abschnitt 4.3.1.6 näher untersucht. Folgende Modelle werden dafür miteinander verglichen:

- **Typ1A\_4500\_ULS:** Durchgehendes Abdeckblech außen angeschweißt
- **Typ1B1\_4500\_ULS:** Abschlussblech über gesamte Höhe

Ziel ist die Analyse des Tragverhaltens beider Modelle im Randbereich und die Festlegung eines Typen für die weiteren Untersuchungen, welcher sich in Hinsicht auf die Lebensdauer als am günstigsten erweist.

Infolge wird für jedes Modell die Beanspruchung im Randbereich ermittelt. Von besonderem Interesse ist hierbei die Lastabtragung der Längs- und Querkomponente der im Beton entstehenden Druckdiagonalen. Um Spannungen und Kräfte für die Vergleiche zu ermitteln stehen in ABAQUS diverse Hilfsmittel zur Verfügung:

- Über frei definierte Pfade können Spannungsverläufe ausgegeben und geplottet werden;
- Mit dem Befehl `CREATE CUT` können Schnitte in verschiedenen Formen (Ebene, Zylinder, Kugel, Isoflächen) erzeugt werden und die resultierenden inneren Kräfte im Schnitt ausgegeben werden;
- Visuell durch `CONTOUR PLOTS`.

Um die Typen A und B miteinander zu vergleichen, werden die Kräfte im Randbereich analysiert. Dazu werden in den „Schweißnähten“, sowie in der Randdübelreihe und dem Abdeckblech, Schnitte geführt und die darin wirkenden resultierenden Kräfte mittels dem Befehl `CREATE CUT` in ABAQUS ausgegeben.

#### 5.4.3.1 Typ A

Abbildung 5.46 zeigt die in Querrichtung wirkenden Kräfte, welche in Folge ermittelt werden. Neben diesen Kräften sind außerdem die Längsschubkräfte  $T_{längs,rd,o}$  und  $T_{längs,rd,u}$  in den Anschlüssen der Randdübelreihe zum Deck- bzw. Bodenblech von Interesse (Abbildung 5.47).

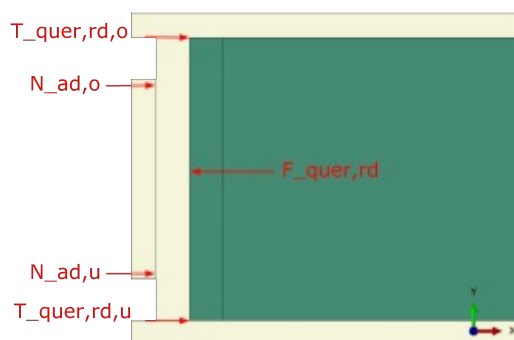


Abb. 5.46: Zu ermittelnde in Querrichtung wirkende Kräfte im Randbereich des Typ A

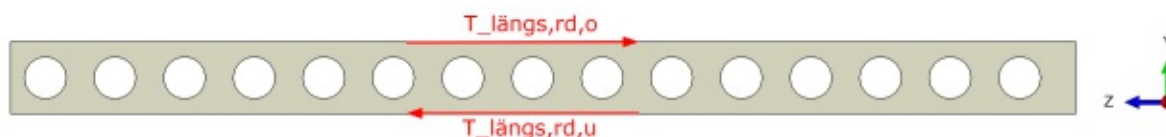


Abb. 5.47: Zu ermittelnde in Längsrichtung wirkende Kräfte im Randbereich des Typ A

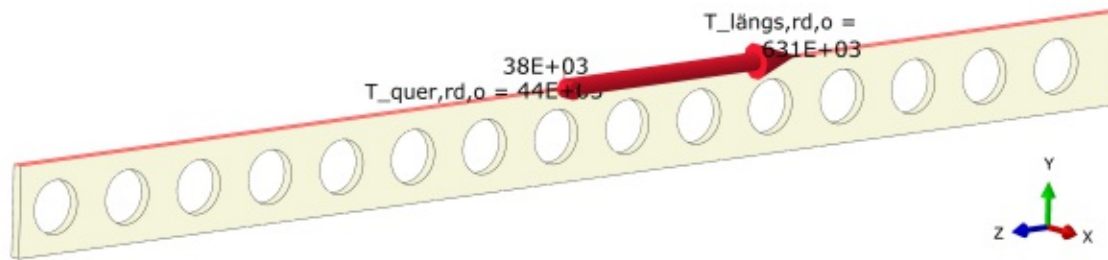
Sämtliche Schnitte werden unmittelbar neben der gekoppelten Oberfläche geführt (Abstand



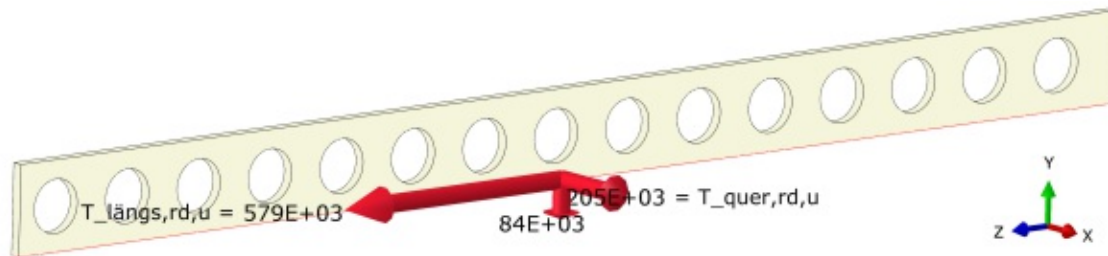
1 mm). Die Schnittfläche ist in den Abbildungen immer rot hinterlegt. Abbildung 5.48 zeigt die untersuchten Schnitte der Randdübelleiste. Um die in Querrichtung einwirkende Kraft auf die Randdübelleiste  $F_{quer,rd}$  zu ermitteln wird die Randdübelleiste im Inneren der Platte geschnitten (Teilbild 5.48a). Die Teilbilder 5.48b und 5.48c zeigen die Kräfte in den Schweißnähten. Da diese über den Befehl TIE in ABAQUS modelliert sind, muss, um die Schubkräfte in den Schweißnähten zu bestimmen, in der gekoppelten Fläche geschnitten werden.



(a) Schnitt zur Ermittlung von  $F_{quer,rd}$  (Werte in N)



(b) Schnitt zur Ermittlung der Schubkräfte im Anschluss zum Deckblech (Werte in N)



(c) Schnitt zur Ermittlung der Schubkräfte im Anschluss zum Bodenblech (Werte in N)

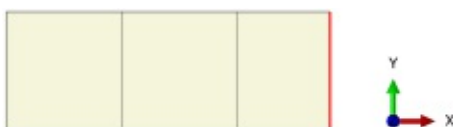
**Abb. 5.48:** Typ1A\_4500\_ULS: Visualisierung der untersuchten Schnitte und daraus resultierende Kräfte in der Randdübelleiste

Gleichung (5.24) vergleicht die einwirkende Kraft  $F_{quer,rd}$  auf die Randdübelleiste mit den resultierenden Schubkräften in den gekoppelten Flächen  $T_{quer,rd,o} + T_{quer,rd,u}$ . Diese Kräfte müssen im Gleichgewicht stehen, da die Randdübelleiste, im FE-Modell, nur mit dem Deck- und Bodenblech gekoppelt ist. Sie ist nicht mit der Endplatte verbunden. Aufgrund der Lagerungsbedingungen entstehen ebenfalls keine Kräfte. Es ist erkennbar, dass diese in etwa gleich groß sind und ein Gleichgewicht herrscht, wodurch die Anwendbarkeit dieser Methode bestätigt wird.

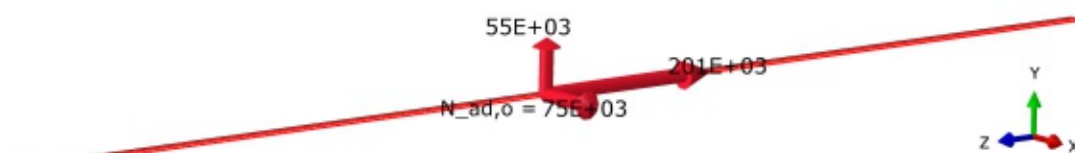
$$|F_{quer,rd}| \approx T_{quer,rd,o} + T_{quer,rd,u}$$

$$244 \text{ kN} \approx 44 \text{ kN} + 205 \text{ kN} = 249 \text{ kN} \quad (5.24)$$

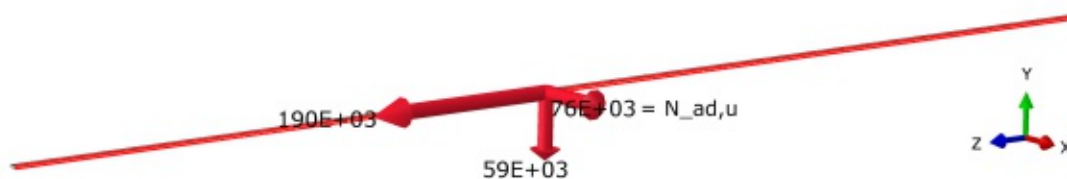
Um die Kräfte in den Schweißnähten zwischen Abdeckblech und Randdübelleiste zu bestimmen, muss die gekoppelte Stelle vom Rest des Abdeckbleches getrennt werden. Die Schweißnähte sind mit einer Breite von 5 mm modelliert. Da die Kantenlänge eines FE- Elementes ebenso 5 mm beträgt, wird jeweils die oberste bzw. unterste Reihe an FE- Elementen isoliert und anschließend ein Schnitt geführt (siehe Abbildung 5.49). Die Kräfte in den Schweißnähten sind in Abbildung 5.50 ersichtlich.



**Abb. 5.49:** Isolierung der Elemente und Schnittführung für die Ermittlung der Kräfte in einer Schweißnaht des Abdeckbleches



(a) Schnitt zur Ermittlung der Normalkräfte in der oberen Schweißnaht (Werte in  $N$ )



(b) Schnitt zur Ermittlung der Normalkräfte in der unteren Schweißnaht (Werte in  $N$ )

**Abb. 5.50:** Typ1A\_4500\_ULS: Visualisierung der untersuchten Schnitte und daraus resultierende Kräfte im Abdeckblech

Tabelle 5.9 fasst die ermittelten Kräfte im Randbereich des Typ A zusammen. Die Vorzeichen in der Tabelle beziehen sich auf das globale Koordinatensystem. Die Werte werden in Abschnitt 5.4.3.3 mit jenen von Typ B verglichen.

**Tab. 5.9:** Zusammenfassung der im Randbereich wirkenden Kräfte des Typ A

Typ A	Werte in kN
$F_{quer,rd}$	-244
$T_{quer,rd,o}$	44
$T_{quer,rd,u}$	205
$T_{längs,rd,o}$	-631
$T_{längs,rd,u}$	579
$N_{ad,o}$	75
$N_{ad,u}$	76

### 5.4.3.2 Typ B

Analog zum Vorgehen bei Typ A, werden auch bei Typ B die Kräfte im Randbereich ermittelt. Abbildung 5.51 zeigt die in Querrichtung wirkenden Kräfte, welche im Anschluss ermittelt werden. Neben diesen Kräften sind außerdem die Längsschubkräfte  $T_{l\ddot{a}ngs,ab,o}$  und  $T_{l\ddot{a}ngs,ab,u}$  in den Anschlüssen des Abschlussblech zum Deck- bzw. Bodenblech von Interesse, sowie die Längsschubkraft  $T_{l\ddot{a}ngs,rd,o}$  im Anschluss Randdübelreihe zum Deckblech (Abbildung 5.52). Die ermittelten Kräfte zeigt Abbildung 5.53.

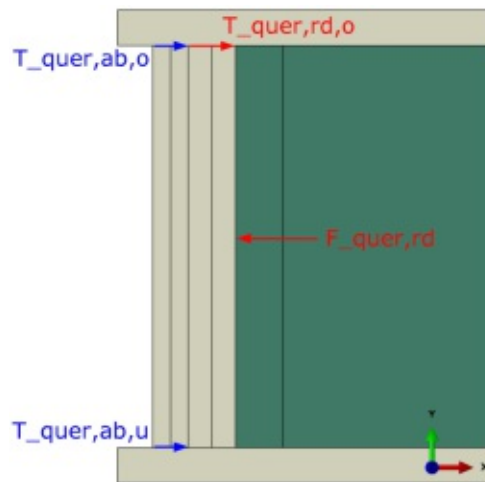


Abb. 5.51: Zu ermittelnde in Querrichtung wirkende Kräfte im Randbereich des Typ B1

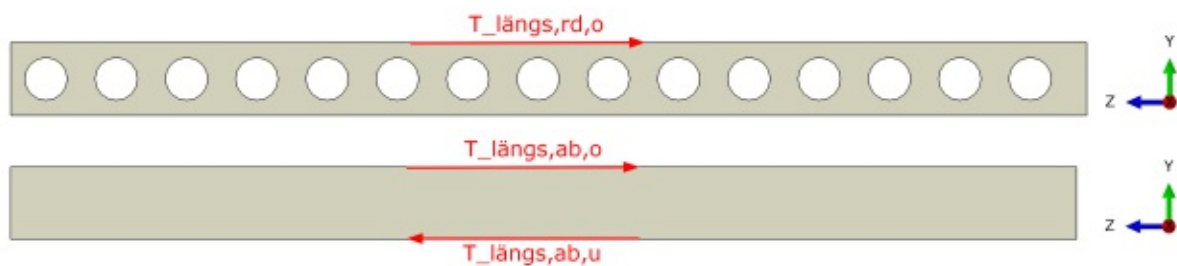
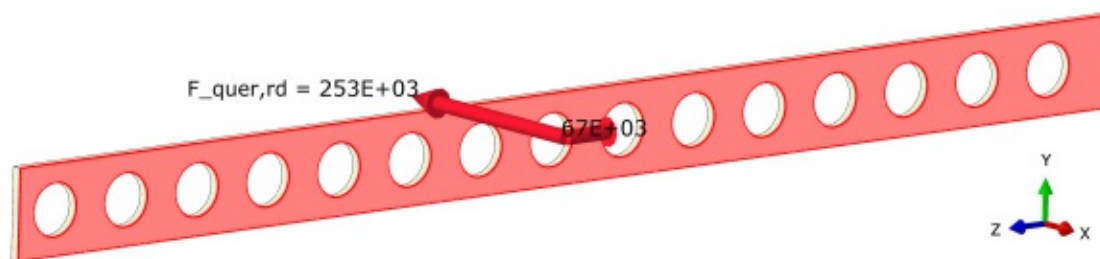
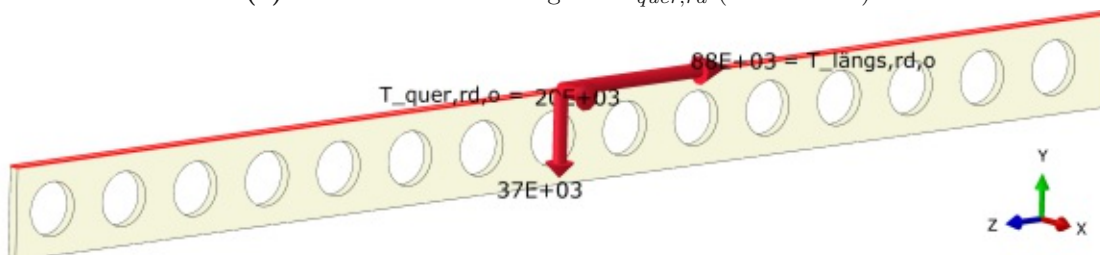
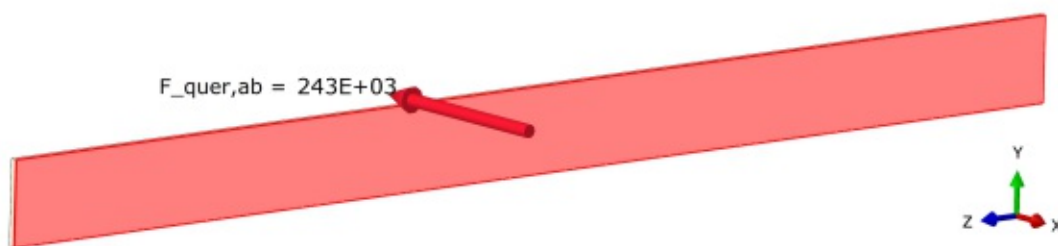
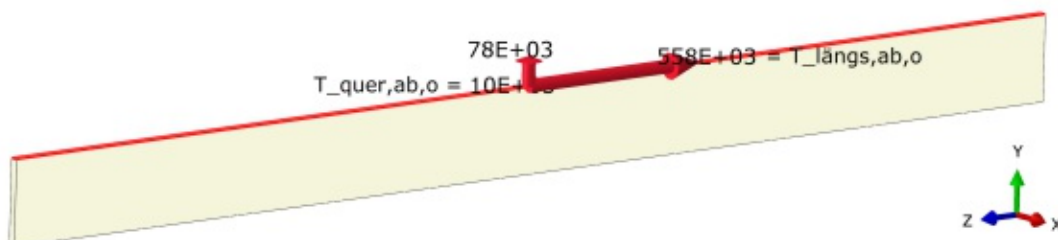
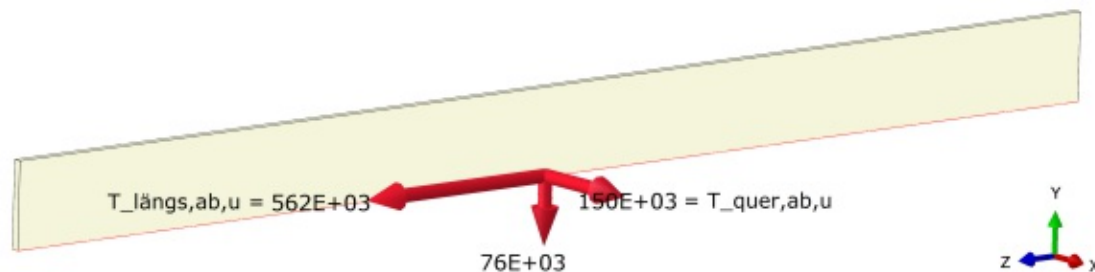


Abb. 5.52: Zu ermittelnde in Längsrichtung wirkende Kräfte im Randbereich des Typ B1

(a) Schnitt zur Ermittlung von  $F_{quer,rd}$  (Werte in  $N$ )(b) Schnitt zur Ermittlung der Schubkräfte im Anschluss zum Deckblech (Werte in  $N$ )(c) Schnitt zur Ermittlung von  $F_{quer,ab}$  (Werte in  $N$ )(d) Schnitt zur Ermittlung der Schubkräfte im Anschluss zum Deckblech (Werte in  $N$ )(e) Schnitt zur Ermittlung der Schubkräfte im Anschluss zum Bodenblech (Werte in  $N$ )

**Abb. 5.53:** Typ1B1\_4500\_ULS: Visualisierung der untersuchten Schnitte und daraus resultierende Kräfte in der Randdübelleiste und im Abschlussblech

Tabelle 5.10 fasst die ermittelten Kräfte im Randbereich des Typ B1 zusammen. Wie bereits erwähnt, werden die Schnitte unmittelbar neben der Oberfläche geführt. Der gewählte Abstand (1 mm) ist in fast allen Fällen ausreichend genau. Ein Vergleichsschnitt mit 0,1 mm Abstand von der Oberfläche ändert die Ergebnisse nur unwesentlich. Bei der Ermittlung der Kraft  $T_{quer,ab,u}$  stellt sich jedoch eine Differenz von 10 kN ein, welche nicht vernachlässigbar ist. Deswegen wird in Tabelle 5.10, für ausschließlich diese Kraft, jener Wert im Schnitt mit 0,1 mm Abstand angegeben.

**Tab. 5.10:** Zusammenfassung der im Randbereich wirkenden Kräfte des Typ B1

Typ B1	Werte in kN
$F_{quer,rd}$	-253
$T_{quer,rd,o}$	20
$T_{längs,rd,o}$	-88
$F_{quer,ab}$	-243
$T_{quer,ab,o}$	10
$T_{quer,ab,u}^*$	160
$T_{längs,ab,o}$	-558
$T_{längs,ab,u}$	562

\* Wert im Schnitt mit Abstand  
0,1 mm zur Oberfläche

Vergleicht man die ermittelten Kräfte, ist zu erkennen, dass nahezu die gesamte Kraft  $F_{quer,rd}$  über die Randdübelreihe in das Abschlussblech geleitet wird. Nur etwa 8 % der Kraft  $F_{quer,rd}$  wird über die Schweißnaht der Randdübelreihe in das Deckblech abgeleitet (Gleichung (5.25)). Das in Abschnitt 4.3.1.5 beschriebene Tragverhalten stellt sich ein. Die Randdübelreihe wird in Querrichtung kaum belastet.

$$F_{quer,ab} \approx F_{quer,rd} + T_{quer,rd}$$

$$-243 \text{ kN} \approx -253 \text{ kN} + 20 \text{ kN} = -233 \text{ kN} \quad (5.25)$$

Die Längsschubkraft  $T_{längs,rd,o}$  in der Randdübelreihe beträgt  $-88 \text{ kN}$ . Um zu ermitteln, wie viel dieser Kraft aus der Längskomponente der Druckdiagonale im Beton stammt, werden die Schubkräfte in den Dübeln bestimmt. Hierfür wird je Dübel ein Schnitt rund um das Dübelloch in der Randdübelreihe geführt. Abbildung 5.54 zeigt die Schnittführung.

In Abbildung 5.55 sind die ermittelten Schubkräfte  $P_{z,Dübel,i}$  aller Dübel aufgetragen. In Summe ergibt sich eine Schubkraft von  $-62 \text{ kN}$ . Das entspricht etwa 70% der Längsschubkraft  $T_{längs,rd,o} = -88 \text{ kN}$  in der Randdübelreihe.

Die einwirkende Kraft  $F_{quer,ab}$  müsste im Gleichgewicht mit den Kräften  $T_{quer,ab,o} + T_{quer,ab,u}$  stehen. Wie in Gleichung (5.26) ersichtlich, ist das jedoch nicht der Fall, es ergibt sich eine Differenz von  $\Delta T_{quer} = 73 \text{ kN}$ . Zudem ist in der Gleichung zu erkennen, dass  $T_{quer,ab,u} \gg T_{quer,ab,o}$  ist. Dieser Umstand resultiert aus der Verformung der Randdübelreihe, wodurch das Abschlussblech nur im unteren Bereich gedrückt wird (siehe auch Abbildung 5.58, linkes Teilbild). Die Kontakt-

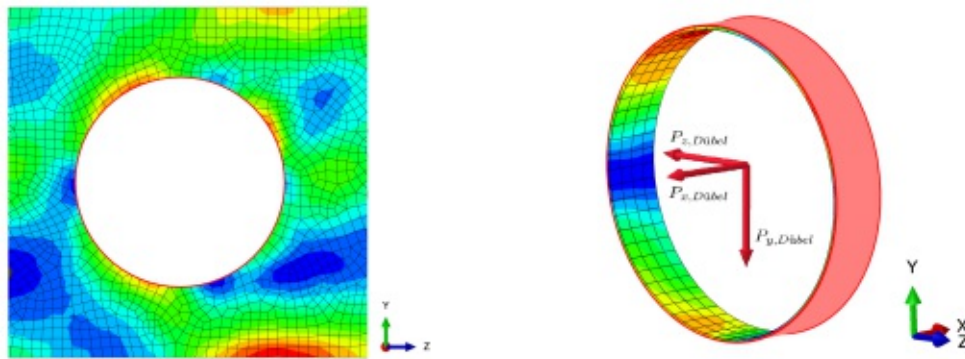


Abb. 5.54: Schnittführung zur Ermittlung der Dübelkräfte  $P_{Dübel,i}$

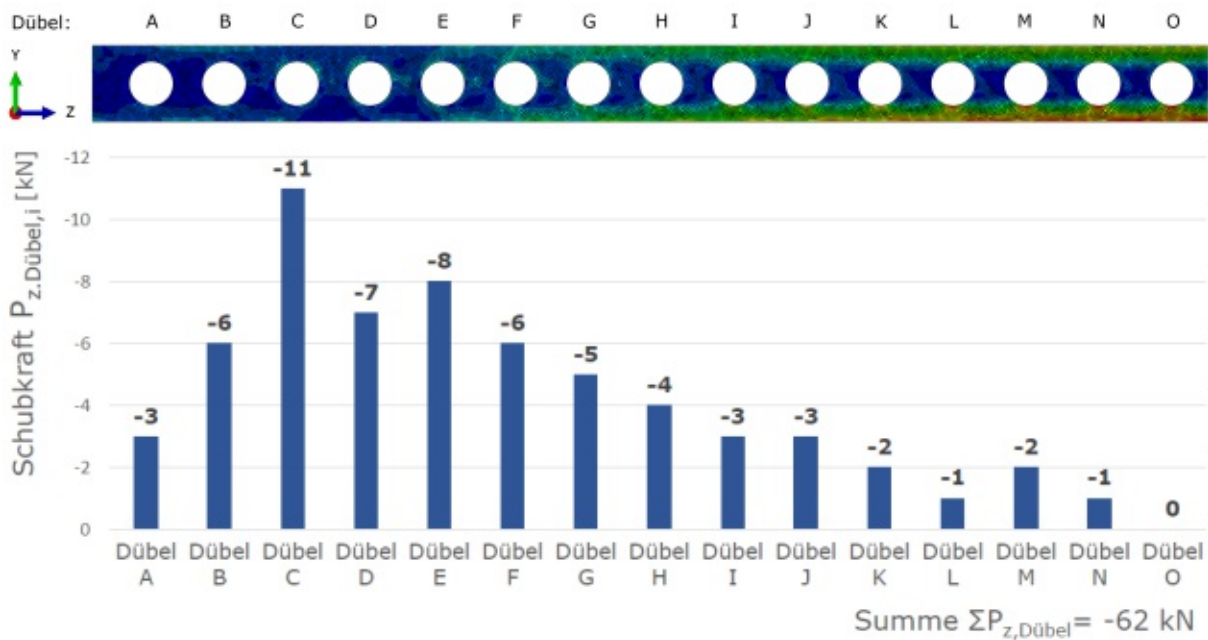


Abb. 5.55: Schubkraft  $P_{z,Dübel,i}$  aller Dübel in der Randdübelleiste des Typ1B1

spannungen im Abschlussblech sind in Abbildung 5.56 ersichtlich. Aufgrund dieser Beobachtung ist die Differenz  $\Delta T_{quer} = 73 \text{ kN}$ , dem unteren Anschluss des Bodenbleches zuzuordnen, wodurch sich die Schubkraft im unteren Anschluss des Abschlussbleches zu  $T_{quer,ab,u,neu} = 233 \text{ kN}$  ergibt.

$$F_{quer,ab} + T_{quer,ab,o} + T_{quer,ab,u} \neq 0$$

$$-243 \text{ kN} \neq -10 \text{ kN} - 160 \text{ kN} \tag{5.26}$$

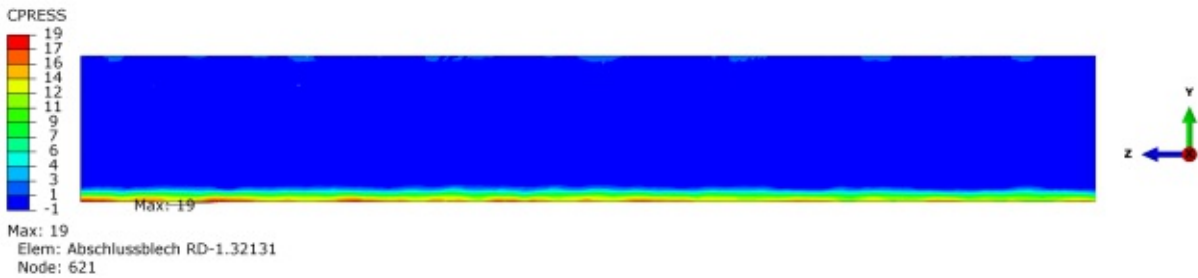
**Exkurs zu Typ B2:**

Bei Plattentyp B2 wird die Randdübelleiste am Deck- und Bodenblech angeschweißt. Mit diesem Modell sollen unter anderem die Auswirkungen einer Steifigkeitserhöhung auf das Tragverhalten im Randbereich untersucht werden. Abbildung 5.57 vergleicht dafür die Einwirkungen der Typen B1 und B2 miteinander. Bei Typ B2 tritt ebenfalls eine Differenz  $\Delta T_{quer} = 84 \text{ kN}$  in den in





(a) Überblick des gesamten Abschlussbleches



(b) Vergrößerter Bereich des Abschlussbleches, in Feldmitte

**Abb. 5.56:** Kontaktspannung auf der Innenseite des Abschlussbleches des Typ1B1 (Werte in  $N/mm^2$ )

Querrichtung wirkenden Kräften auf (Gleichung (5.27)). Da diese Differenz bei beiden Typen auftritt, werden an dieser Stelle, die direkt aus ABAQUS ermittelten Werte für den Vergleich herangezogen.

$$F_{quer,rd} + T_{quer,rd,o} + T_{quer,rd,u} \neq 0$$

$$-260 \text{ kN} \neq -15 \text{ kN} - 161 \text{ kN} \quad (5.27)$$

Es ist erkennbar, dass sich diese nur in wenigen Punkten signifikant unterscheiden. Während bei den Kräften  $F_{quer,rd}$  und  $T_{quer,rd,o}$  nahe zu kein Unterschied feststellbar ist, erkennt man, dass die Querkomponente, welche bei Typ B1 vom Abschlussblech aufgenommen wird ( $T_{quer,ab,u,B1*} = 160 \text{ kN}$ ) bei Typ B2 komplett in die Randdübelleiste eingeleitet wird ( $T_{quer,rd,u,B2} = 161 \text{ kN}$ ). Auch bei Betrachtung der Längsschubkräfte fällt auf, dass sich diese bei Typ B2 auf die Randdübelleiste und das Abschlussblech aufteilen, während bei Typ B1 im Wesentlichen nur das Abschlussblech diese Kräfte aufnimmt.

Durch das beidseitige Anschweißen der Randdübelleiste stellt sich wie erwartet eine höhere Steifigkeit ein, welche zu erhöhten Spannungen in der Randdübelleiste führen. Zwei Effekte stellen sich dabei ein. Einerseits wird durch den „Systemwechsel“ in der Randdübelleiste weniger Verformung generiert und somit ein geringerer Anteil der Querkomponente aus der Druckdiagonale des Beton von der Randdübelleiste auf das Abschlussblech übertragen (Abbildung 5.58). Andererseits wird durch die nun vorhandene schubstarre Verbindung des Deck- und Bodenbleches ein wesentlicher Anteil aus der Biegung der Platte in Längsrichtung von der Randdübelleiste aufgenommen.

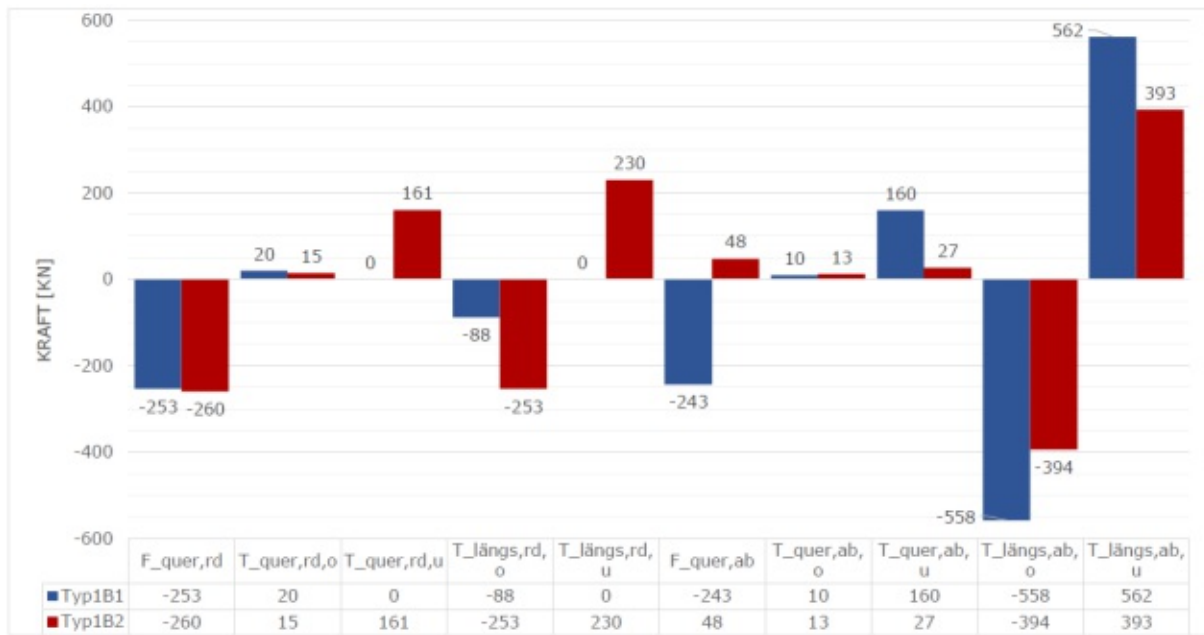


Abb. 5.57: Vergleich der auf den Randbereich einwirkenden Kräfte der Typen B1 und B2

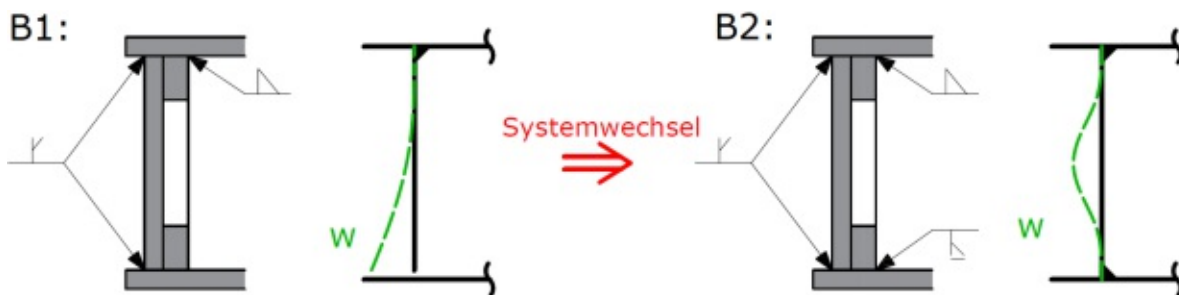
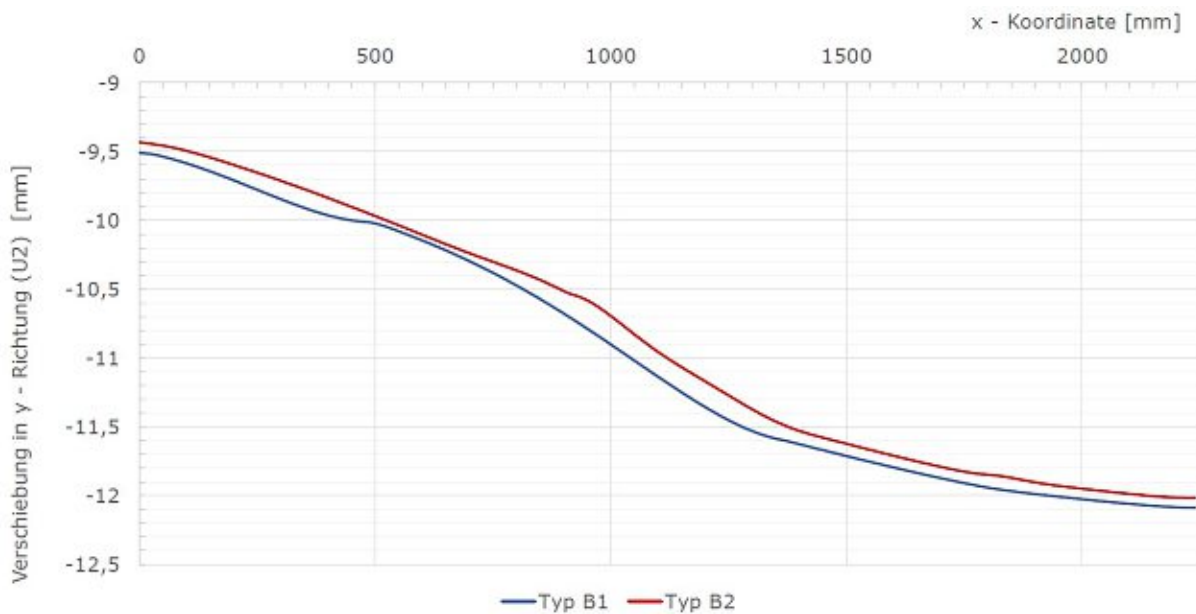


Abb. 5.58: Systemwechsel in der Randdübelleiste durch beidseitiges Anschweißen am Deck- und Bodenblech und deren theoretische Verformung

Abgesehen vom dem grundsätzlich anderen Tragverhalten im Randbereich, ähneln sich die Ergebnisse des Typ B1 und B2 sehr. Zu den in Abschnitt 4.3.1 beschriebenen Überlegungen kann gesagt werden, dass sich die Erhöhung der Steifigkeit im Randbereich kaum auf die Tragfähigkeit der Platte auswirkt. Auch in der Verformung der Platte in Querrichtung ist kaum ein Unterschied festzustellen. In Abbildung 5.59 ist die Verformung der Platten in Querrichtung, anhand der Verschiebungen in y-Richtung dargestellt. Diese wird in ABAQUS als U2 bezeichnet. Die Verschiebungswerte wurden für die Einwirkungskombination ULS ermittelt, weshalb sie nicht repräsentativ für die tatsächliche Verformung der Platte sind. Sie dienen hier ausschließlich für die qualitative Vergleiche der Typen B1 und B2. Da die sich einstellenden Effekte im Randbereich, der Grundidee des Typ B (Trennung der Tragfunktion) widersprechen und die Variante Typ B2 keinen wesentlichen Vorteil im allgemeinen Tragverhalten der Platte aufweist wird diese Variante nicht weiterverfolgt. Trotz alledem handelt es sich bei Typ B2 um eine Alternative, welche vor allem dann ihre Berechtigung hat, wenn eine Entlastung des Abschlussbleches gezielt gewünscht ist.



**Abb. 5.59:** Vergleich der Verschiebung in y-Richtung ( $U_2$ ), der Platten Typ B1 und B2 in Feldmitte (Werte in mm)

### 5.4.3.3 Vergleich der Typen A und B

Abbildung 5.60 vergleicht die zuvor ermittelten Kräfte in der Randdübelreihe der Typen A und B. Um einen gesamtheitlichen Blick auf das Tragverhalten des Typ B zu bekommen, sind die Kräfte im Abschlussblech ebenfalls eingetragen. Die Indizes in den Bezeichnungen beziehen sich alle auf die Randdübelreihe. Die Kräfte des Abschlussbleches bilden immer das Komplement zu der jeweiligen Kraft in der Randdübelreihe.

In der Abbildung ist ersichtlich, dass in der Randdübelreihe des Typ B weniger Kraft wirkt als bei Typ A. Die Differenz der Längsschubkräfte  $T_{längs,rd,o}$  beträgt  $\Delta = 631 - 88 = 543 \text{ kN}$ . Dieser Unterschied resultiert daraus, dass bei Typ B die Schubkräfte aus der Biegung der Platte in Längsrichtung großteils durch das Abschlussblech abgetragen werden ( $T_{längs,ab,o} = -558 \text{ kN}$ ). Die Randdübelreihe wird bei Typ B stark entlastet. Sie wird hauptsächlich durch die Längskomponenten der Betondruckdiagonale beansprucht, welche mit in Summe  $62 \text{ kN}$  (siehe Abbildung 5.55) nur einen geringen Anteil an den Kräften in Längsrichtung im Randbereich hat. Der große Vorteil des Typ B, nämlich die Trennung der Tragfunktion der Randdübelreihe und des Abschlussbleches, relativiert sich durch diese Erkenntnis. Die hohen Kräfte in der Randdübelreihe des Typ A, verlagern sich bei Typ B großteils in das Abschlussblech. Aufgrund der geringen Beanspruchung der Randdübelreihe des Typ B ist zudem zu hinterfragen ob eine Dübelreihe im Randbereich überhaupt notwendig ist bzw. ein volles Blech ausreichen würde.

Die Abbildungen 5.61 und 5.62 zeigen die Vergleichsspannungen nach Mises in den Schweißnähten der Randdübelreihen, dem Abdeckblech und dem Abschlussblech. Es zeigt sich, dass diese bei Typ B alle unter  $\leq 120 \text{ N/mm}^2$  liegen, während sie in der Randdübelreihe des Typ A vereinzelt bis etwa  $240 \text{ N/mm}^2$  ansteigen. Im Abdeckblech beginnt der Stahl über den Dübellöchern im Bereich der Lagerleiste zu plastizieren. Dieser Umstand ist aufgrund auftretender numerischer Fehler etwas zu relativieren. Trotz alledem sind die „Schweißnähte“ in diesem Bereich stark



Abb. 5.60: Vergleich der auf den Randbereich wirkenden Kräfte der Modelle Typ A und B

beansprucht.

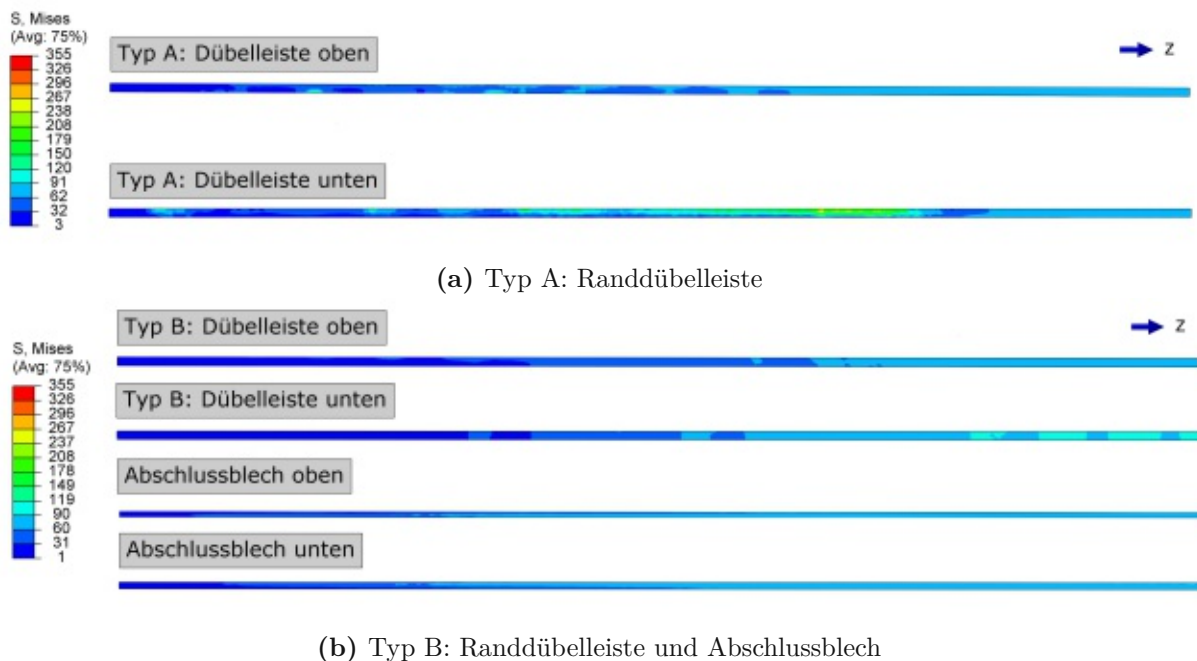
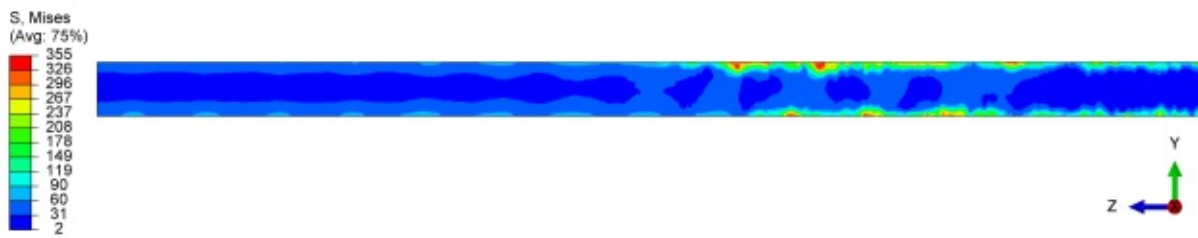
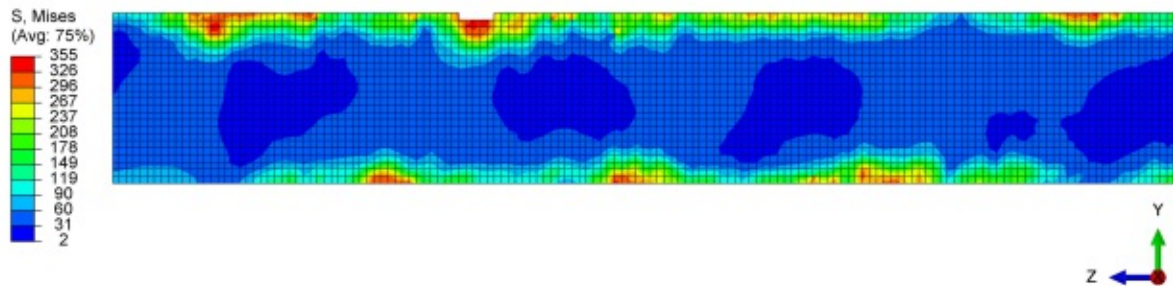


Abb. 5.61: Vergleichsspannungen nach Mises in den „Schweißnähte“ der Randbereiche der Typen A und B (Werte in  $N/mm^2$ )

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die großen Unterschiede beider Typen in der Aufteilung der Tragfunktion liegt. Die Schweißnähte sind abgesehen von jenen des Abdeckbleches



(a) Ansicht Abdeckblech



(b) Vergrößerter Bereich des Abdeckblech samt Darstellung der Elementengrenzen

**Abb. 5.62:** Vergleichsspannungen nach Mises im Abdeckblech des Typ A (Werte in  $N/mm^2$ )

alle gering bis mäßig ausgelastet. Beim Abdeckblech des Typ A sieht dies anders aus, die Schweißnähte sind lokal im Auflagerbereich sehr stark beansprucht, wie in Abbildung 5.62 zu sehen ist. Aufgrund dessen wird die Randdübelleistenausführung des Typ B bevorzugt und in weiterer Folge nur noch diese betrachtet. Ein zusätzlicher Vorteil des Typ B ist, die Option zusätzlich zum Abschlussblech auch die Randdübelleiste am Deck- und Bodenblech anzuschweißen (Typ B2), um die Spannungen auf beide Bleche aufzuteilen.

## 5.4.4 Einfluss der Dübelausteilung

### 5.4.4.1 Dübelbeanspruchung

Takács behandelte in [29] das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte, wobei zwei kritische Bereiche identifiziert wurden. Dabei handelt es sich einerseits um den Anschluss des Bodenbleches an den Hauptträger der Trogbrücke, andererseits um die Dübel 2,3 und 4 der am Deckblech angeschweißten Dübelleiste [29]. Die im Dübel wirkende Schubkraft, welche aus den Druckdiagonalen im Beton resultiert, ist hierbei entscheidend. Um den Einfluss der Dübelausteilung zu beurteilen, wird demnach für den Vergleich der Typen 1 und 2 als wesentliches Kriterium, die maximale Schubkraft im Einzeldübel herangezogen.

Die Ermittlung der Schubkräfte erfolgt, wie auch in Abschnitt 5.4.3.2 beschrieben, über den Befehl `CREATE CUT`, welcher die Spannungen in einem Zylinderschnitt rund um das Dübelloch aufintegriert. Abbildung 5.63 und 5.64 zeigt die resultierenden Schubkräfte  $P_{z,Dübel,i}$  in den Einzeldübeln aller Dübelleisten des Typ 1 und 2. Dabei handelt es sich immer um einen Wert je Dübelloch. Die Verbindung dieser Werte mittels Linien, dient ausschließlich der besseren Darstellung und Übersicht. Weiters wirken nicht alle Schubkräfte in die gleiche Richtung. Die Schubkräfte der am Deckblech angeschweißten Dübelleisten, wirken in Richtung der negativen z-Achse (negative Werte)(zu sehen auch in Tabelle 5.11). Aus Darstellungsgründen werden im Diagramm die Absolutwerte dieser Dübelleisten verwendet. Die Randdübelleiste wird nicht betrachtet, da die Dübelkräfte darin verhältnismäßig klein sind. In den Abbildungen ist erkennbar,



dass die Schubkraft stellenweise affin zum Querkraftverlauf eines Einfeldträgers ist, die Maxima jedoch nicht direkt am Auflager auftreten, sondern weiter im Feldinneren, an den Dübeln D,E,F und G. Die maximale Schubkraft beträgt bei Typ 1  $P_{z,Typ1,max} = 108 \text{ kN}$ . Sie liegt in Dübel F, der Dübelleiste 5. Bei Typ 2 beträgt die maximale Schubkraft  $P_{z,Typ2,max} = 106 \text{ kN}$ , situiert in Dübel E, der Dübelleiste 5.

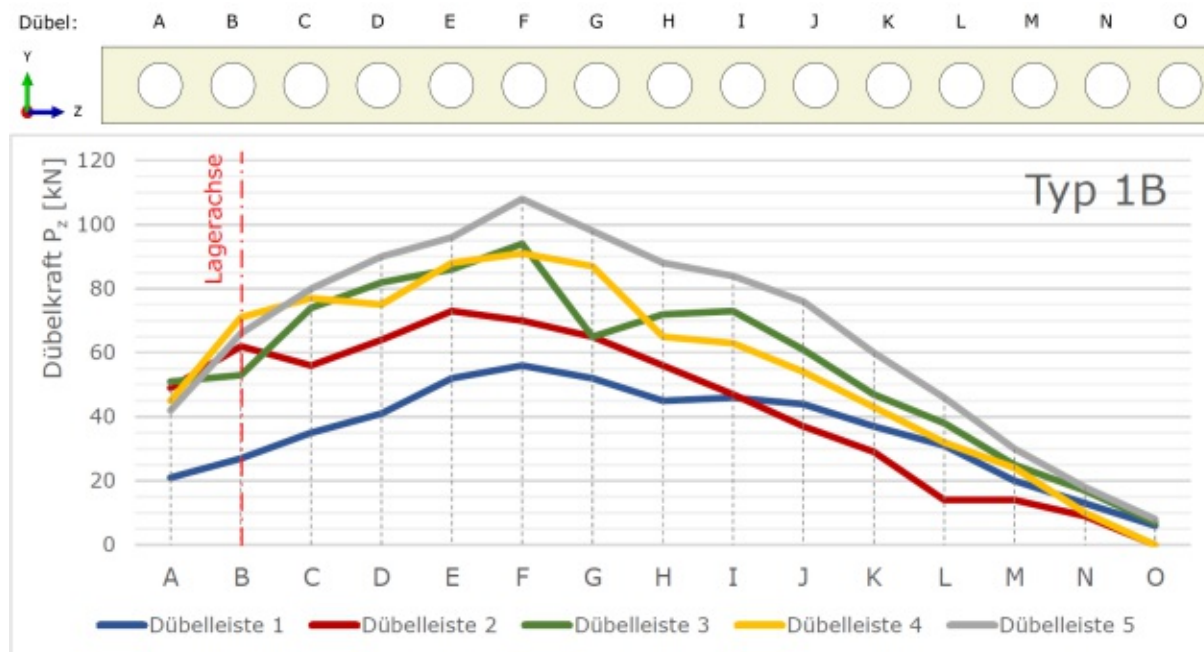


Abb. 5.63: Schubkräfte  $P_{z,Dübel,i}$  aller Dübelleisten des Typ 1

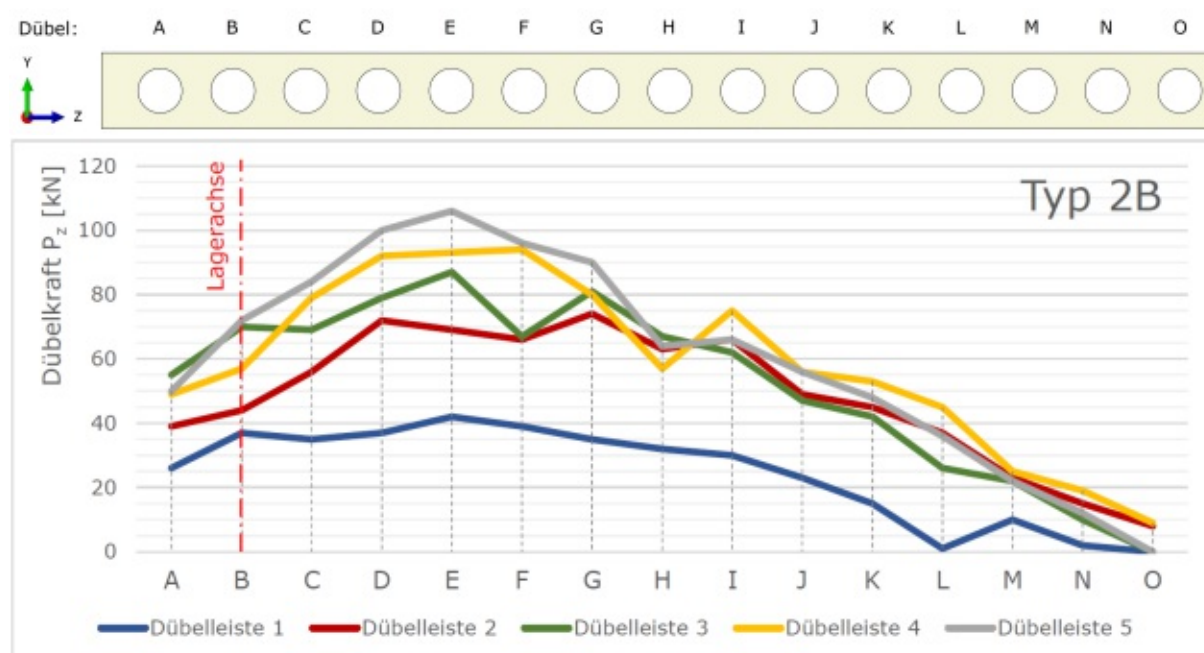


Abb. 5.64: Schubkräfte  $P_{z,Dübel,i}$  aller Dübelleisten des Typ 2



Tab. 5.11: Vergleich der Schubkräfte  $P_{z,Dübel,i}$  in den Dübelleisten der Typen 1 und 2

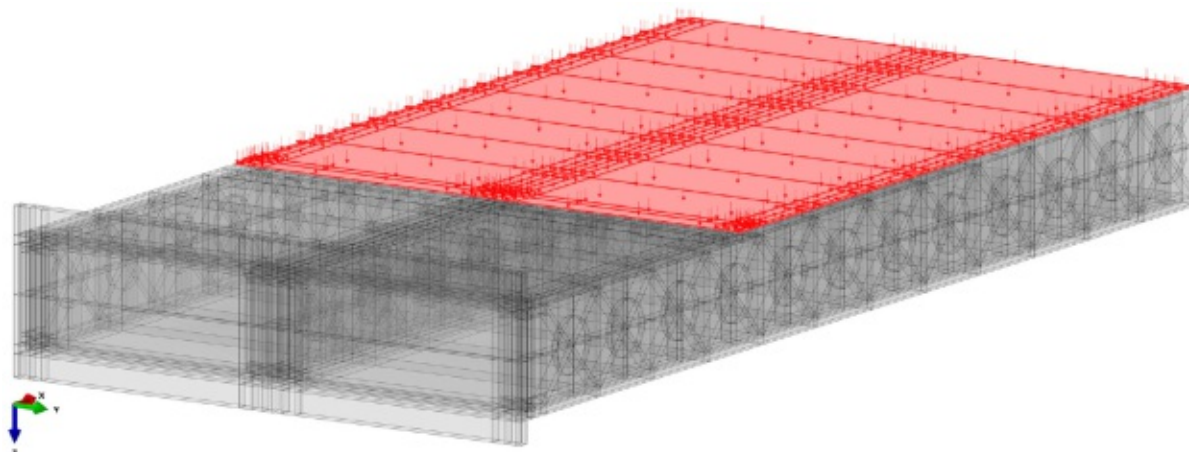
Typ 1	DL 1	DL 2	DL 3	DL 4	DL 5*	DL 5	Typ 2	DL 1	DL 2	DL 3	DL 4	DL 5*	DL 5
A	21	-49	51	-45	21	42	A	-26	39	-55	49	-25	-50
B	27	-62	53	-71	33	66	B	-37	44	-70	57	-36	-72
C	35	-56	74	-77	40	80	C	-35	56	-69	79	-42	-84
D	41	-64	82	-75	45	90	D	-37	72	-79	92	-50	-100
E	52	-73	86	-88	48	96	E	-42	69	-87	93	-53	-106
F	<b>56</b>	-70	<b>94</b>	-91	54	<b>108</b>	F	-39	66	-67	<b>94</b>	-48	-96
G	52	-65	65	-87	49	98	G	-35	<b>74</b>	-81	80	-45	-90
H	45	-56	72	-65	44	88	H	-32	63	-67	57	-32	-64
I	46	-47	73	-63	42	84	I	-30	66	-62	75	-33	-66
J	44	-37	61	-54	38	76	J	-23	49	-47	56	-28	-56
K	37	-29	47	-43	30	60	K	-15	45	-42	53	-24	-48
L	31	-14	38	-32	23	46	L	-1	37	-26	45	-18	-36
M	20	-14	25	-24	15	30	M	-10	23	-22	25	-11	-22
N	13	-9	17	-10	9	18	N	-2	15	-10	19	-6	-12
O	6	0	7	0	4	8	O	0	8	0	9	0	0
<b>SUMME</b>	<b>526,0</b>	<b>-645,0</b>	<b>845,0</b>	<b>-825,0</b>	<b>495,0</b>	<b>990,0</b>	<b>SUMME</b>	<b>-364,0</b>	<b>726,0</b>	<b>-784,0</b>	<b>883,0</b>	<b>-451,0</b>	<b>-902,0</b>
<b>Maximalwert</b>	<b>56,0</b>	<b>-73,0</b>	<b>94,0</b>	<b>-91,0</b>	<b>54,0</b>	<b>108,0</b>	<b>Maximalwert</b>	<b>-42,0</b>	<b>74,0</b>	<b>-87,0</b>	<b>94,0</b>	<b>-53,0</b>	<b>-106,0</b>

Tabelle 5.11 gibt einen Überblick über alle Werte. Bei den grün hinterlegten Spalten handelt es sich um die am Deckblech angeschweißten Dübelleisten. Die Maximalwerte jeder Dübelleiste sind **fett** gekennzeichnet. In rot dargestellt sind die Maximalwerte innerhalb des jeweiligen Typs. Da in ABAQUS nur die halbe breite der Platte modelliert ist, sind die über den Befehl CREATE CUT ermittelten Schubkräfte der Dübelleiste 5 nur halb so groß. Spalte DL 5\* zeigt die ermittelten Werte in ABAQUS. Daneben sind die verdoppelten Werte der Dübelleiste 5 eingetragen. Die Summe der Absolutwerte der Schubkräfte ist wie erwartet, bei beiden Typen etwa gleich groß (Gleichung (5.28)). Dementsprechend ist ein direkter Vergleich der Werte zulässig.

$$\begin{aligned}\Sigma P_{z,Typ1} &\approx \Sigma P_{z,Typ2} \\ 3831 \text{ kN} &\approx 3659 \text{ kN}\end{aligned}\quad (5.28)$$

Die zu übertragene Schubkraft in der am meisten beanspruchten Dübelleiste beträgt bei Typ 1 gleich  $P_{z,Typ1,DL5} = 990 \text{ kN}$  und bei Typ 2 gleich  $P_{z,Typ2,DL5} = 902 \text{ kN}$ . Dabei handelt es sich immer um Dübelleiste 5, in Plattenmitte, was in Einklang mit der Tatsache steht, dass in der Plattenachse auch das größte Moment herrscht.

Die Dübelleiste mit der zweitgrößten Beanspruchung ist in beiden Fällen eine am Bodenblech angeschweißte. Entgegen der Erwartung, dass die Beanspruchung der Dübelleiste in Querrichtung affin mit dem Verlauf des Momentes abnimmt, zieht Dübelleiste 3 des Typ 1 mehr Spannung an, als die am Deckblech angeschweißte Dübelleiste 4. Diese Beobachtung widerspricht jener von Takács in [29], worin sich die oben angeschweißte Dübelleiste als maßgebend herausstellte und beim direkten Vergleich mehr belastet wird als die am Bodenblech angeschweißte. Jedoch werden die Dübelleisten in [29] alle gleich durch das Lastmodell 71 belastet (Abbildung 5.65), während im Falle der SCSC-Plattenbrücke jede Dübelleiste unterschiedlich stark belastet wird (siehe auch Abbildung 5.16 in Abschnitt 5.3.2).



**Abb. 5.65:** Belastungsfläche der Verkehrslast im Fall der Trogbücke aus dem FE- Modell von Takács [29]

Betrachtet man die Abbildungen 5.63 und 5.64 sieht man, dass bei Typ 1 die Schubkräfte über die Dübel verteilt einen sehr ähnlichen Verlauf haben. Bei Typ 2 ist erkennbar, dass der Schubkraftverlauf bei Dübelleiste 1 deutlich flacher ist. Blickt man in Tabelle 5.11, sind dort die Schubkräfte jeder Dübelleiste aufsummiert. Auch hier ist erkennbar, dass die Dübelleiste 1 des Typ 2 weniger beansprucht ist und die Schubkräfte im Vergleich zu Typ 1 stärker in den Dübelleisten 2, 3 und 4 konzentriert sind. Abbildung 5.66 vergleicht diese Dübelleistenbeanspruchung beider Typen und zeigt mit wie viel Prozent die jeweilige Dübelleiste an der gesamten Schubkraftübertragung  $\Sigma P_{z,Typ,i}$  beteiligt ist. Es ist erkennbar, dass die Dübelleisten, welche direkt unter der Last des LM71 liegen, mehr beansprucht werden, wobei die Dübelleisten 2 und 4 des Typ 2 mehr Schubkraft anziehen. Dabei handelt es sich ebenfalls um am Bodenblech angeschweißte Dübelleisten.

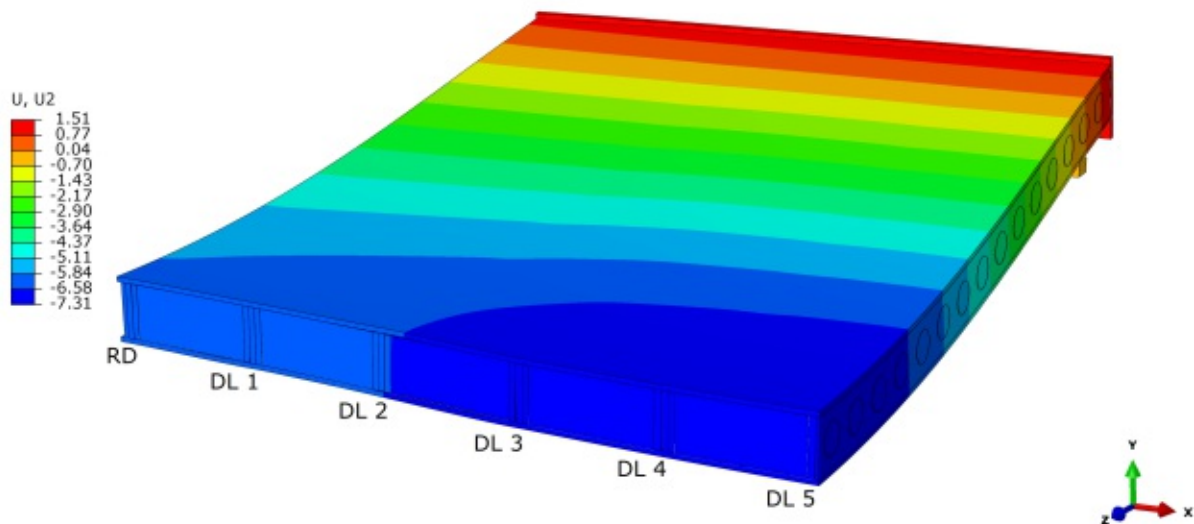


**Abb. 5.66:** Vergleich der prozentualen Aufteilung der Dübelleistenbeanspruchung der Typen 1 und 2

### 5.4.4.2 Verhalten der Platte in Querrichtung

Die ungleichmäßige Belastung durch die Verkehrslast des Lastmodell 71, bedingt neben der unterschiedlichen Beanspruchung der Dübelleisten auch ein Verformung der Platte in Querrichtung. Inwieweit sich die Austeilung der Dübelleisten auf das Verhalten der Platte auswirkt, wird nachfolgend untersucht.

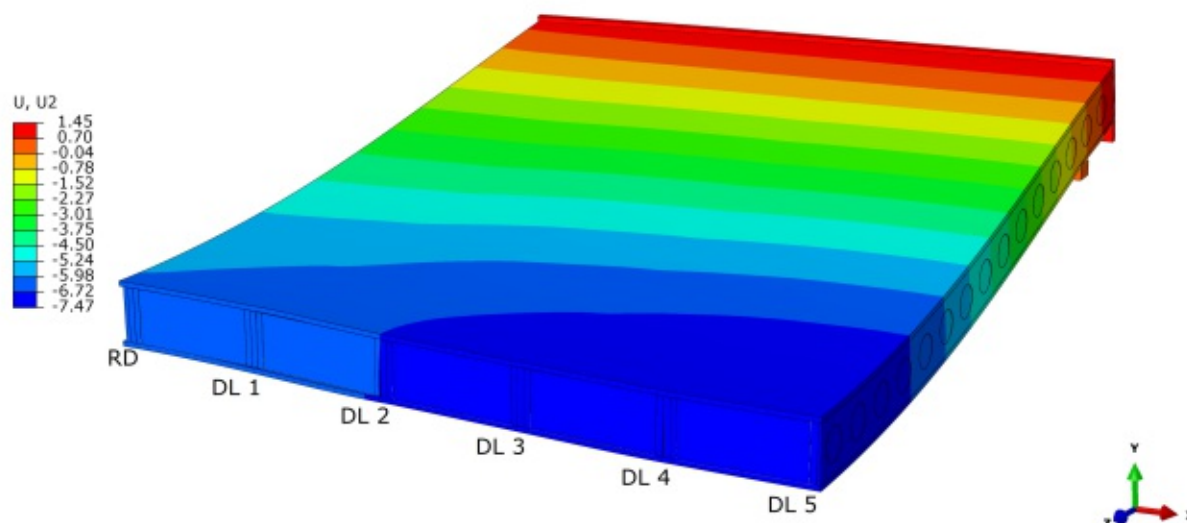
In den Abbildungen 5.67 und 5.68 sind die Verformungen beider Plattentypen in y-Richtung ersichtlich. Um Rechenaufwand zu sparen, wird für alle nachfolgenden Verschiebungswerte das Lastniveau FLS verwendet. In Abschnitt 5.3.4 ist ersichtlich, dass die Unterschiede zwischen den Belastungen des FLS und SLS vernachlässigbar sind. Das Lastniveau FLS ist demnach ausreichend genau, um qualitative Vergleiche anzustellen und die realen Verformungen der Platte abzubilden. Um das Verhalten der Platten besser beurteilen zu können, sind die Verformungen in den Abbildungen um das 50-fache überhöht dargestellt.



**Abb. 5.67:** Typ 1: Verformung in y-Richtung( $U_2$ ) (Verformung 50x überhöht dargestellt; Lastniveau FLS; Werte in mm)

Es ist ersichtlich, dass im Bereich des Auflagers, bei beiden Modellen, keine Querverformung auftritt. Ein Steifigkeitssprung im Randbereich, wie in Abschnitt 4.3.1 beschrieben, resultierend aus dem beidseitigen Anschweißen des Abschlussbleches, tritt nicht ein. Grund dafür ist unter anderem der gewählte Überstand von 100 mm zwischen der Platte und der Lagerleiste, welcher die Steifigkeit des Randbereiches reduziert. Die Platte verhält sich über die gesamte Breite nahezu ident.

Probleme in der Auflagerung der Platte, aus der Verformung in Querrichtung entstehen keine. Abbildung 5.69 zeigt die Kontaktspannungen in den Lagerleiste, wobei erkennbar ist, dass die Platte bei beiden Typen vollflächig aufliegt. Die minimale Kontaktspannung im ULS, in der Lagerachse des Typ 1 liegt bei  $20 \text{ N/mm}^2$  und bei Typ 2 bei  $13 \text{ N/mm}^2$ .



**Abb. 5.68:** Typ 2: Verformung in y-Richtung( $U_2$ ) (Verformung 50x überhöht dargestellt; Lastniveau FLS; Werte in mm)



(a) Typ 1



(b) Typ 2

**Abb. 5.69:** Kontaktspannungen in der Lagerleiste (Lastniveau ULS; Werte in  $N/mm^2$ )

Wie in den Abbildungen 5.67 und 5.68 ersichtlich, verformt sich die Platte in Querrichtung, im Wesentlichen nur in Feldmitte. Ein Vergleich der Verschiebungen in y-Richtung ( $U_2$ ) zeigt die Unterschiede beider Modelle (Abbildung 5.70). Es ist ersichtlich, dass beide Platten ausgeprägte „Knicke“ in der Verschiebung aufweisen. Bei Typ 1 tritt ein „Knick“ im Bereich der Dübelleiste 3 auf. Bei Typ 2 sind es zwei „Knicke“, jeweils bei Dübelleiste 2 bzw. 4. Es handelt sich dabei

immer um Dübelleisten, welche am Bodenblech angeschweißt sind. An diesen Stellen treten auch die in Abschnitt 5.4.2.2 beschriebenen Betonzugschädigungen in den Dübeln in Feldmitte auf. Abbildung 5.71 zeigt die Verformung beider Modelle, 100-fach überhöht dargestellt.

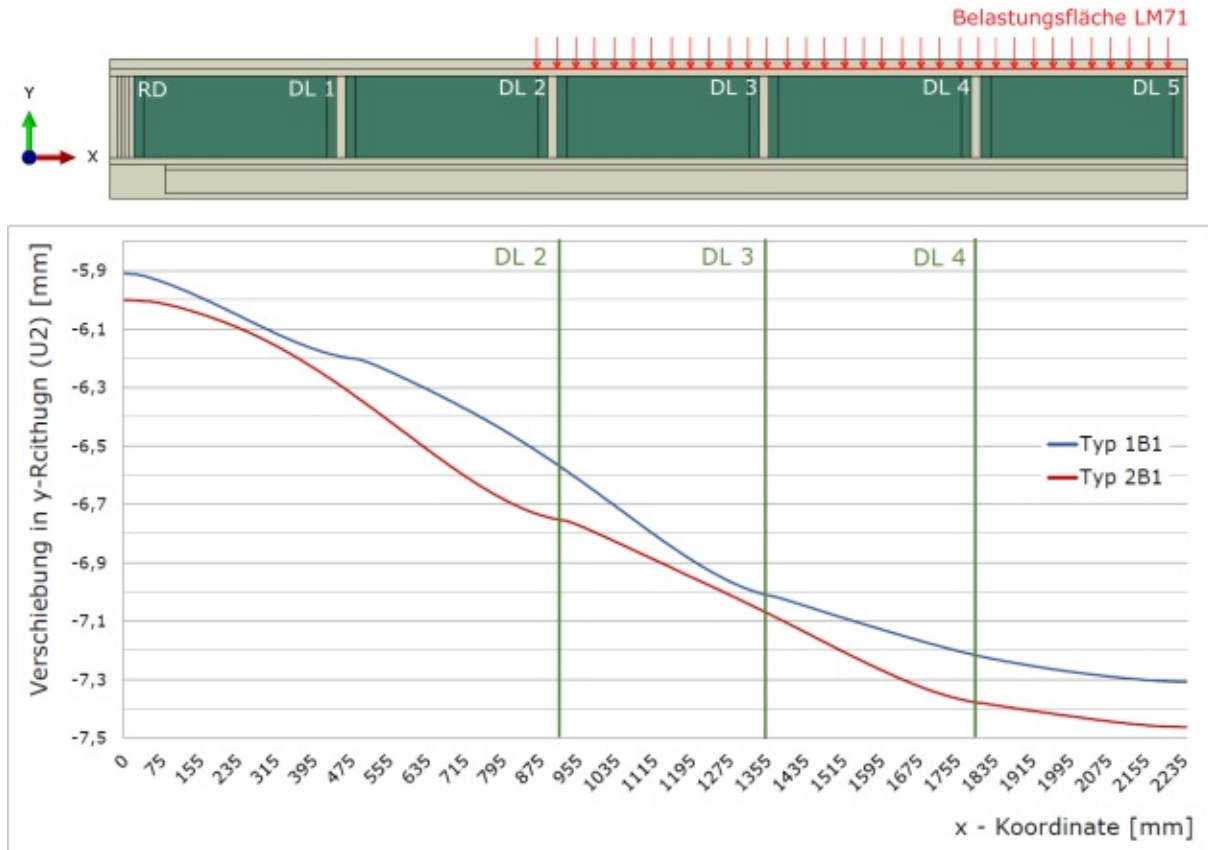


Abb. 5.70: Querverformung: Vergleich der Verschiebungen in y-Richtung (U2) der Bodenbleche in Feldmitte (Lastniveau FLS; Werte in mm)

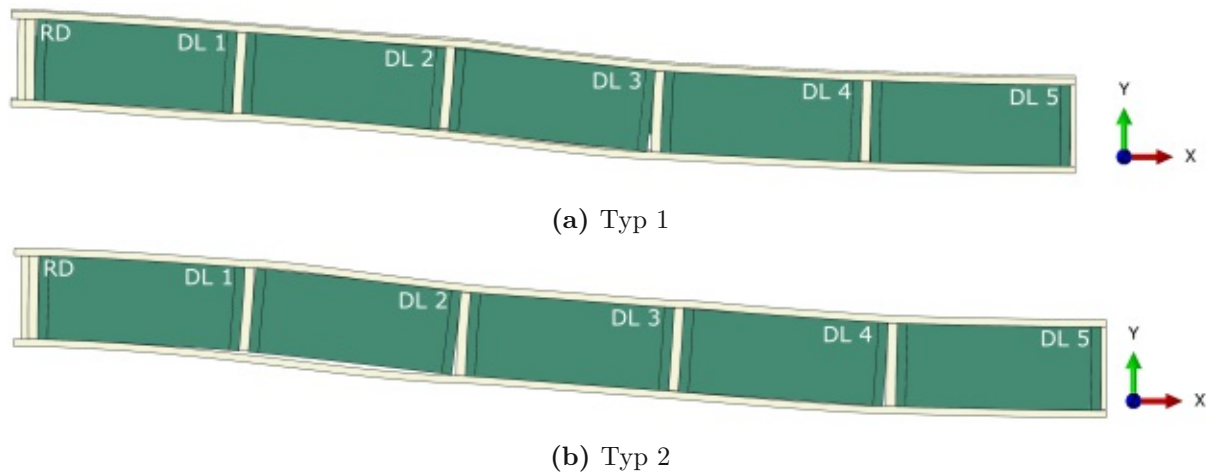
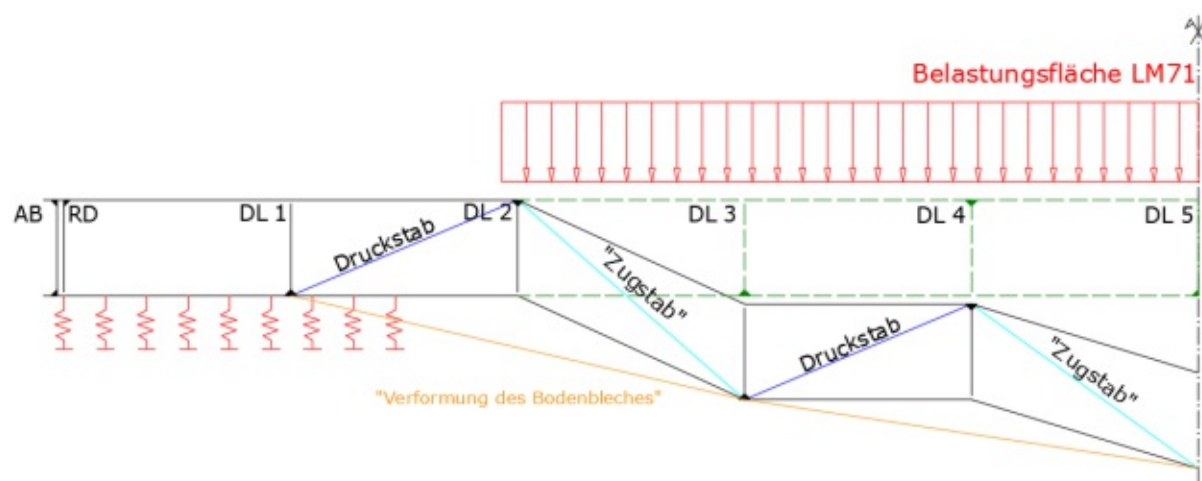


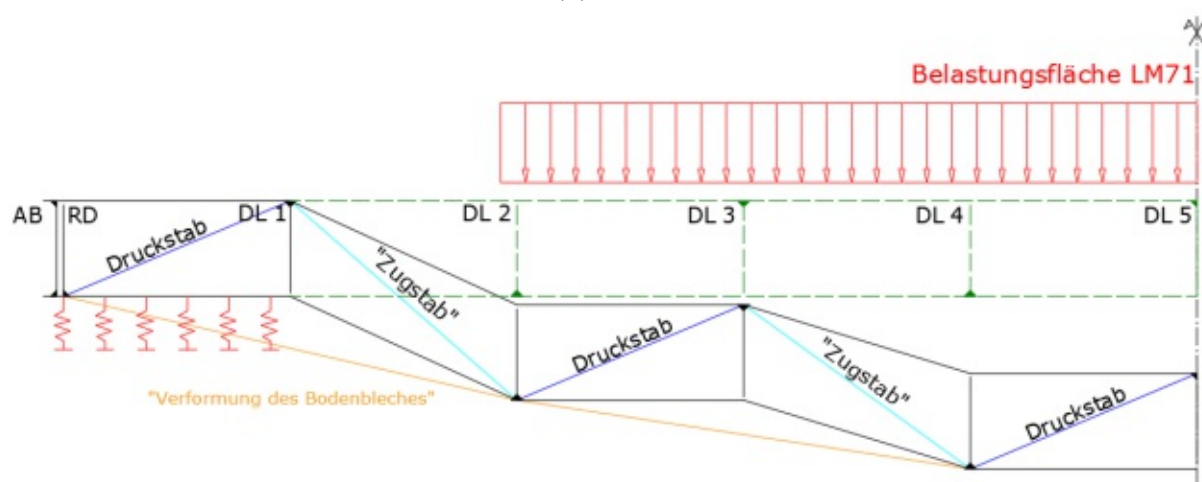
Abb. 5.71: Querverformung beider Typen in Feldmitte (Verformung 100x überhöht dargestellt; Lastniveau FLS)



Abbildung 5.72a zeigt das sich einstellende Tragverhalten in Querrichtung bei Typ 1, durch welches die „Knicke“ in der Querverformung entstehen. Dieses kann mit der Querkraftabtragung eines Stahlbetonträgers verglichen werden. Bedingt durch die ungleichmäßig verteilte Verkehrslast, wird das System im Lasteinleitungsbereich, im Vergleich zum unbelasteten Rand der Platte, weicher. Die angeordneten Federn symbolisieren diesen Sachverhalt in der Abbildung. Überspitzt dargestellt wird sich die Platte unter der Verkehrslast, relativ zum unbelasteten Rand verschieben. Entgegen dem Fachwerkmodell eines Stahlbetonträgers, wo sich ausschließlich Druckstäbe im Beton ausbilden, welche durch Bügelbewehrung rückgehängt werden (Abbildung 5.73), entsteht in jedem zweiten Betonkern (BK) der SCSC-Platte ein „Zugstab“. Grund dafür ist die fehlende untere Schweißnaht der am Deckblech angeschweißten Dübelleisten. Die damit einhergehende Verformung des Bodenbleches, ist in der Skizze orange dargestellt. Abbildung 5.72b zeigt das sich einstellende Fachwerkmodell des Typ 2. Dabei ist ersichtlich, dass sich der erste „Zugstab“, aufgrund der Dübelleistenausteilung bereits im unbelasteten Bereich zwischen Dübelleiste 1 und 2 ausbildet. Durch dieses schubweiche Feld wird auch der Randbereich weicher, weswegen sich dieser Typ im Vergleich zu Typ 1 mehr verformt.



(a) Typ 1



(b) Typ 2

Abb. 5.72: Skizze des sich einstellenden Fachwerkmodells bei Biegung in Querrichtung



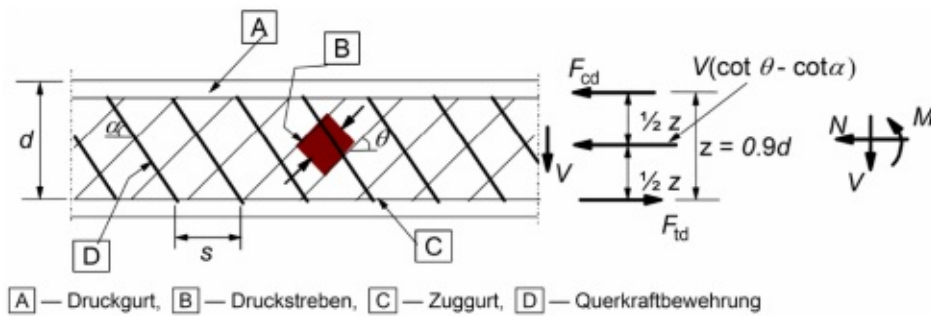


Abb. 5.73: Fachwerkmodell mit Querkraftbewehrung, aus [19](modifiziert)

Abbildung 5.74a zeigt die minimalen Hauptspannungen in den Betonkernen (BK) des Typ 1 in Feldmitte. Dabei sind die Druckstäbe in den Kernen 2 und 4 zu erkennen. Durch den steiferen Rand, entsteht auch in Betonkern 1 ein Druckstab, welcher sich an der Randdübelleiste abstützt. In Abbildung 5.74b sind die maximalen Hauptspannungen in diesem Bereich ersichtlich. Der halbe Betonkern wird aufgrund der Biegung der Platte gezogen. Die zuvor beschriebenen Zugstäbe sind vor allem in Betonkern 3 gut ersichtlich und im Übergang zu den Betondübeln. Dasselbe Verhalten stellt sich auch bei Typ 2 ein, wobei hier aufgrund der Austeilung der Dübelleisten, wie bereits erwähnt, zwei Knicke bei den Dübelleisten 2 und 4 auftreten. Auf zusätzliche Abbildungen dieses Typs, wird an dieser Stelle verzichtet.

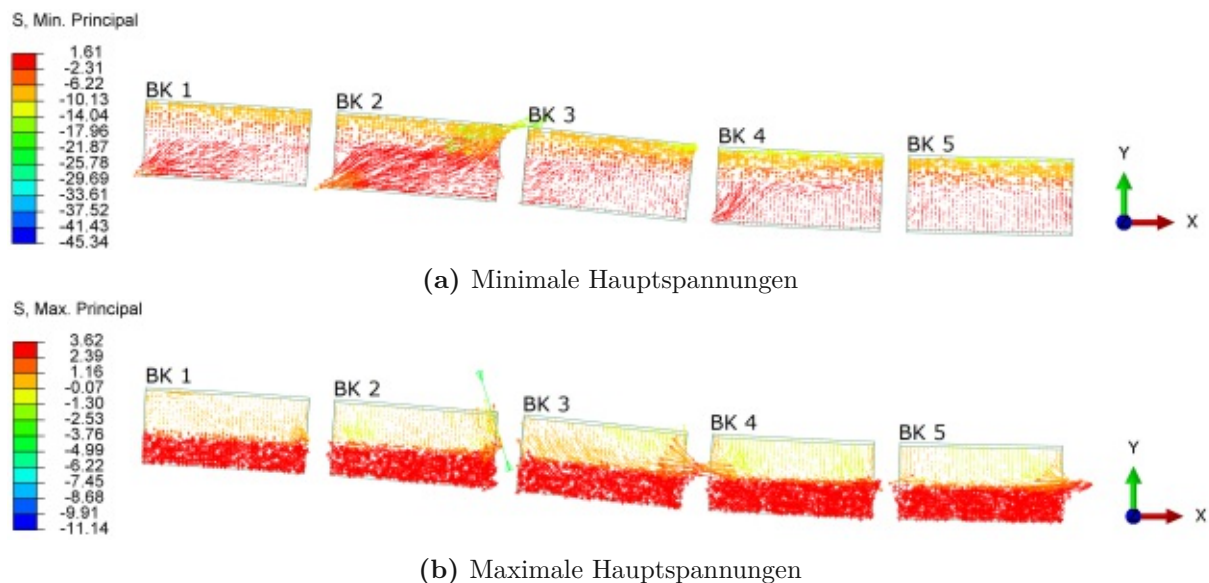
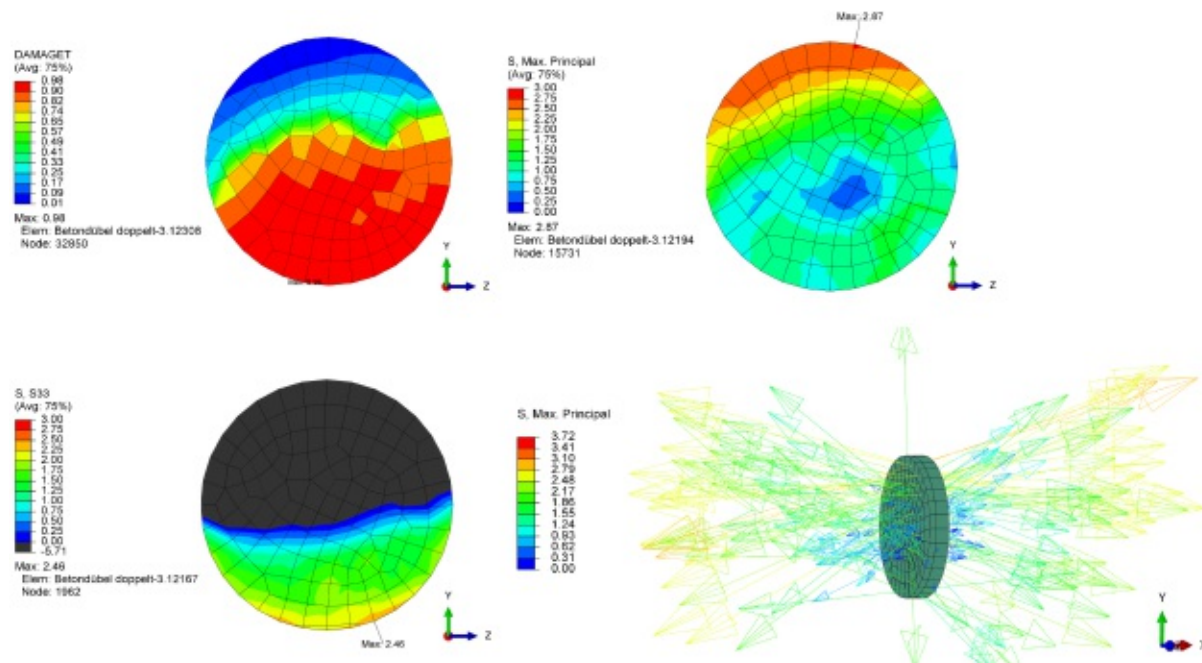


Abb. 5.74: Hauptspannungen in den Betonkernen in Feldmitte des Typ 1 (Verformung 100x überhöht dargestellt; Lastniveau FLS)

In den Abbildungen 5.75 und 5.76 sind die Spannungen in den Dübeln mit der größten Zugschädigung, für das Lastniveau ULS, beider Typen ersichtlich. Dabei handelt es sich bei Typ 1 um Dübel O in Dübelleiste 3. Bei Typ 2 ist es Dübel O in Dübelleiste 2. Anhand der Richtung der maximalen Hauptspannungen ist ersichtlich, dass die Dübel in Querrichtung der Platte, wie vorhin beschrieben, auf Zug beansprucht sind. Zum Reißen beginnen die Dübel jedoch nicht ausschließlich aufgrund des Querruges, sondern erst durch Kombination mit den Zugspannungen, welche auf der Längsbiegung der Platte basieren. Die maximale Hauptzugspannung tritt aufgrund

des Zugspannungsabfalles im gerissenen Bereich auf, dort auf wo der Dübel nicht gerissen ist. Es ist erkennbar, dass die Zugschädigung bei Typ 1 (jener mit einem Knick in der Querverformung) stärker konzentriert ist als bei Typ 2. Zudem ist der Dübel des Typs 1 auch im nicht gerissenen Bereich des Betons mehr beansprucht.



**Abb. 5.75:** Typ 1: Zugschädigung und dazu gehörige Spannungen in Dübel O, Dübelleiste 3 (Lastniveau ULS; Spannungen in  $n/mm^2$ )

Die Problematik der Zugschädigung im Beton tritt nur in Feldmitte auf, da das sich einstellende Tragverhalten direkt mit der Durchbiegung der Platte im Bereich der Verkehrslast korreliert, welche in Längsrichtung zur Feldmitte hin zunimmt und dadurch die Relativverschiebung zum unbelasteten Rand zunimmt. Verschiebungen in y-Richtung in Längsrichtung der Plattenbrücken sind in Abbildung 5.77 ersichtlich. Abgebildet sind jeweils die Verschiebungen des Bodenbleches in der Gleisachse (Plattenmitte) und am Rand des Bleches. Es ist erkennbar, dass keine wesentlichen Unterschiede in den Verschiebungen vorhanden sind.

Die Druckdiagonalen, welche für den prinzipiellen Tragmechanismus der Platte benötigt werden, bilden sich wie in Abschnitt 5.4.4.1 beschrieben, zunehmend zum Auflager hin aus. Das Reißen der Dübel in Feldmitte wirkt sich demnach nicht auf die Tragfähigkeit der Platte aus. Hierbei sei zu erwähnen, dass die Wahl einer Linienlagerung essentiell für das Verhalten der Platte ist. Eine Querverformung der Platte im Auflagerbereich, würde zu zusätzlichen Zugbeanspruchungen in Querrichtung führen und damit zu einer Verschlechterung der Tragfähigkeit der Platte. Auch wenn die Tragfähigkeit nicht beeinflusst wird, ist dennoch festzuhalten, dass die Anordnung der Dübelleisten einen wesentlichen Einfluss auf die Querverformung der Platte hat, da die Lage der unten angeschweißten Dübelleisten den Verlauf der Verformungen bestimmt.

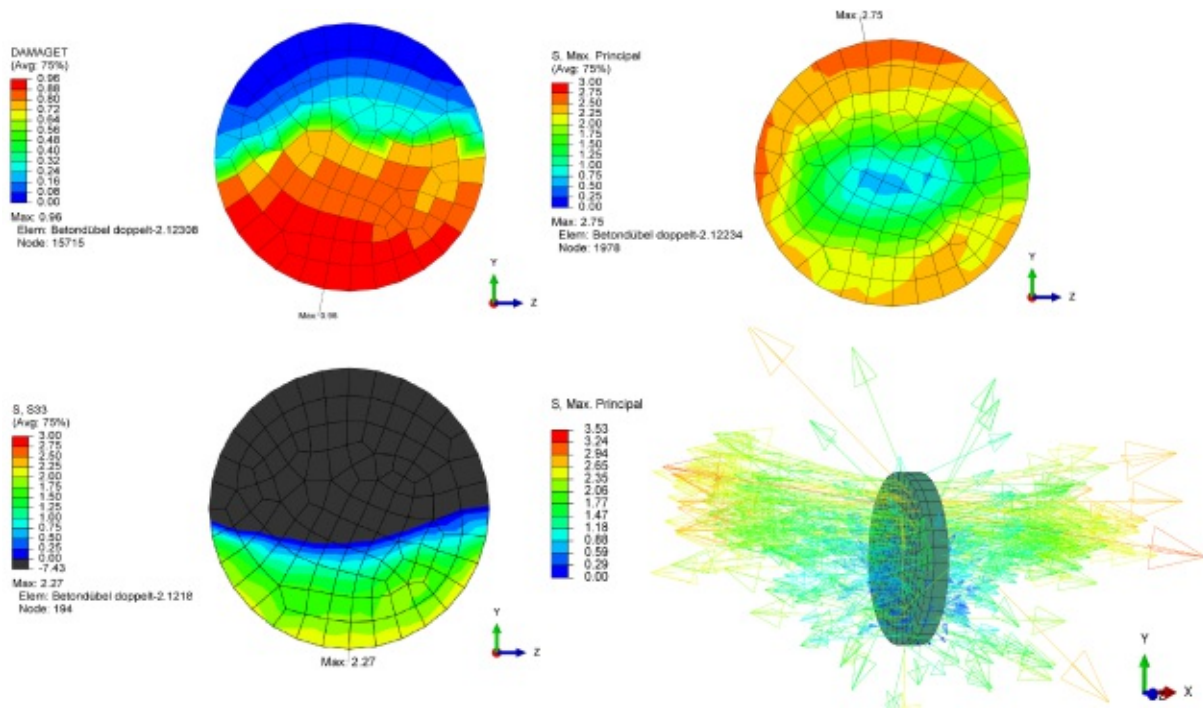


Abb. 5.76: Typ 2: Zugschädigung und dazu gehörige Spannungen in Dübel O, Dübelleiste 2 (Lastniveau ULS; Spannungen in  $n/mm^2$ )

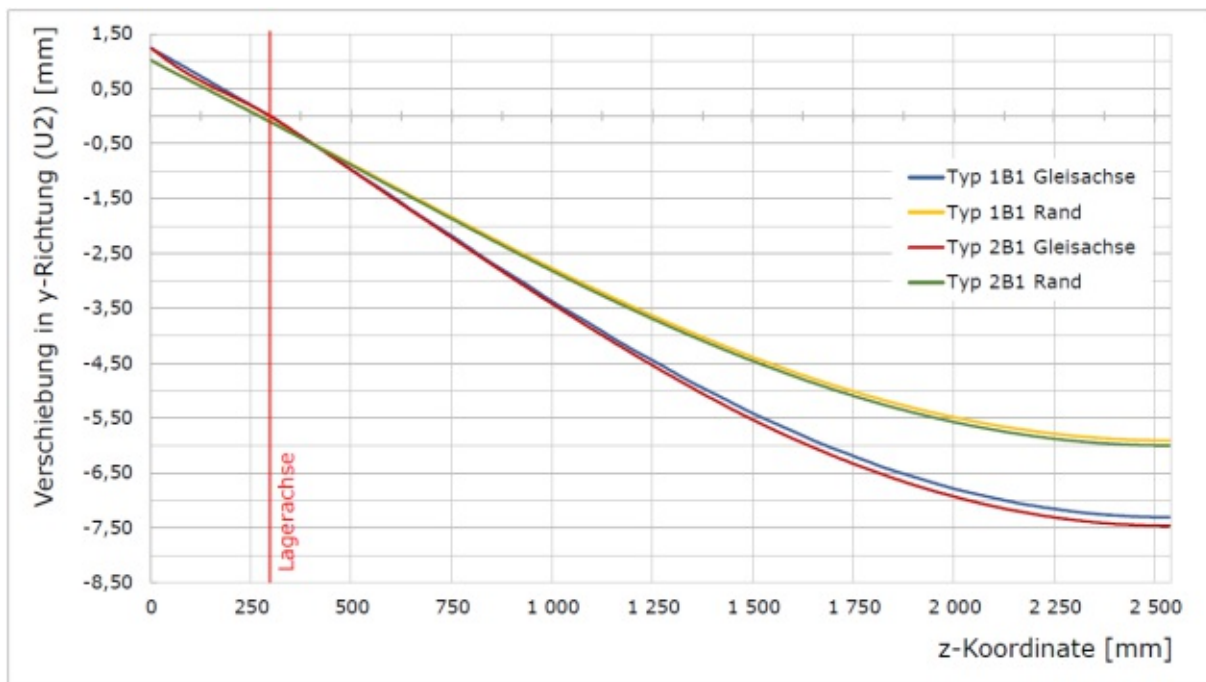
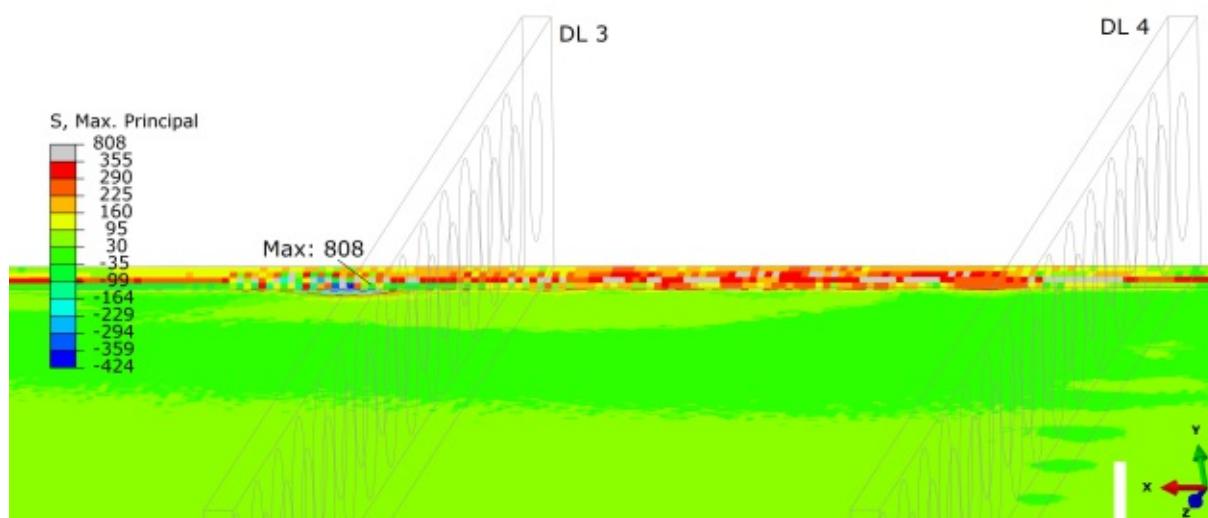


Abb. 5.77: Längsverformung: Vergleich der Verschiebungen in y-Richtung ( $U_2$ ) der Bodenbleche (Lastniveau FLS; Werte in mm)

Ein weiterer Aspekt zur Beurteilung des Einflusses der Austeilung der Dübelleisten ist die Beanspruchung der Schweißnaht zwischen Bodenblech und Endplatte. Hierbei handelt es sich um eine jener Stellen, welche Takács in [29] als maßgebend für das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte identifiziert hat. Ein direkter Vergleich der Typen 1 und 2 lässt sich nicht anstellen, da in den Modellen Typ2B1\_4500\_ULS und Typ2B1\_4500\_FLS numerische Fehler auftreten bei denen die Hauptzugspannungen Werte  $\gg 355\text{N/mm}^2$  annehmen (siehe Abbildung 5.78). Geschuldet sind diese Werte unter anderem einem nicht perfekt abgestimmten Netz zwischen den PARTS Bodenblech und Endplatte. Dadurch treten diese Fehler auch in der Endplatte auf, wodurch ein Vergleich der Spannungen in diesem Bereich nicht sinnvoll wäre. Was jedoch für die Abschätzung des Verhaltens herangezogen werden kann, sind die Schubkräfte in den Dübelleisten aus Abschnitt 5.4.4.1, in Ergänzung mit den Zugspannungen im Bodenblech unter der jeweiligen Dübelleiste.



**Abb. 5.78:** Typ2B1\_4500\_ULS: Maximale Hauptspannungen des Bodenbleches, im Bereich der Endplatte bei Dübelleiste 3 (Lastniveau ULS; averaging off; Werte in  $\text{N/mm}^2$ )

Wie in Abschnitt 5.4.2.1 beschrieben, ist bei Typ 1B1 das Bodenblech im Bereich der Dübelleiste 4 am meisten beansprucht. Die Spannungen darin ergibt sich einerseits aus den Zugspannungen im Bodenblech, andererseits aus dem Effekt, dass die oben angeschweißte Dübelleiste 4, gegen die Endplatte drückt und lokal hohe Kontaktspannungen erzeugt. Auch wenn die Ergebnisse des Typ 2B1 nicht verwertbar sind, kann trotzdem davon ausgegangen werden, dass der gleiche Effekt eintritt, wonach die Dübelleiste 3 als maßgebend identifiziert werden kann. Ein Blick in Abbildung 5.66 aus Abschnitt 5.4.4.1 zeigt, dass die maßgebenden Dübelleisten anteilmäßig gleich viel Schubkraft übertragen (Typ 1 DL4: 21,5%; Typ 2 DL3: 21,4%). Dabei ist zu erwähnen, dass bei Typ 1 die Gesamtschubkraft über alle Dübelleisten etwas höher ist als bei Typ 2 (siehe auch 5.11). Vergleicht man die maximalen Hauptspannungen im Bodenblech unter den erwähnten Dübelleisten, sieht man, dass deren Verläufe nahezu ident sind (Abbildung 5.79). Die maximale Hauptspannung bei Typ 2 im Bereich der Endplatte beträgt  $277\text{N/mm}^2$ , nachdem diese jedoch im Einflussbereich der Fehler aus Abbildung 5.78 liegt, werden die maximalen Werte des Typ 2 gelöscht und fließen nicht in Abbildung 5.79. Das Diagramm startet mit den Maxima des Typ 1. Über dem Diagramm ist der gewählte Pfad am Beispiel der Platte des Typ 1 dargestellt.



Informativ sind auch die maximalen Hauptspannungen ersichtlich. Die Ergebnisse zeigen, dass die Austeilung der Dübelleisten keinen Einfluss auf die Beanspruchung des Bodenbleches hat.

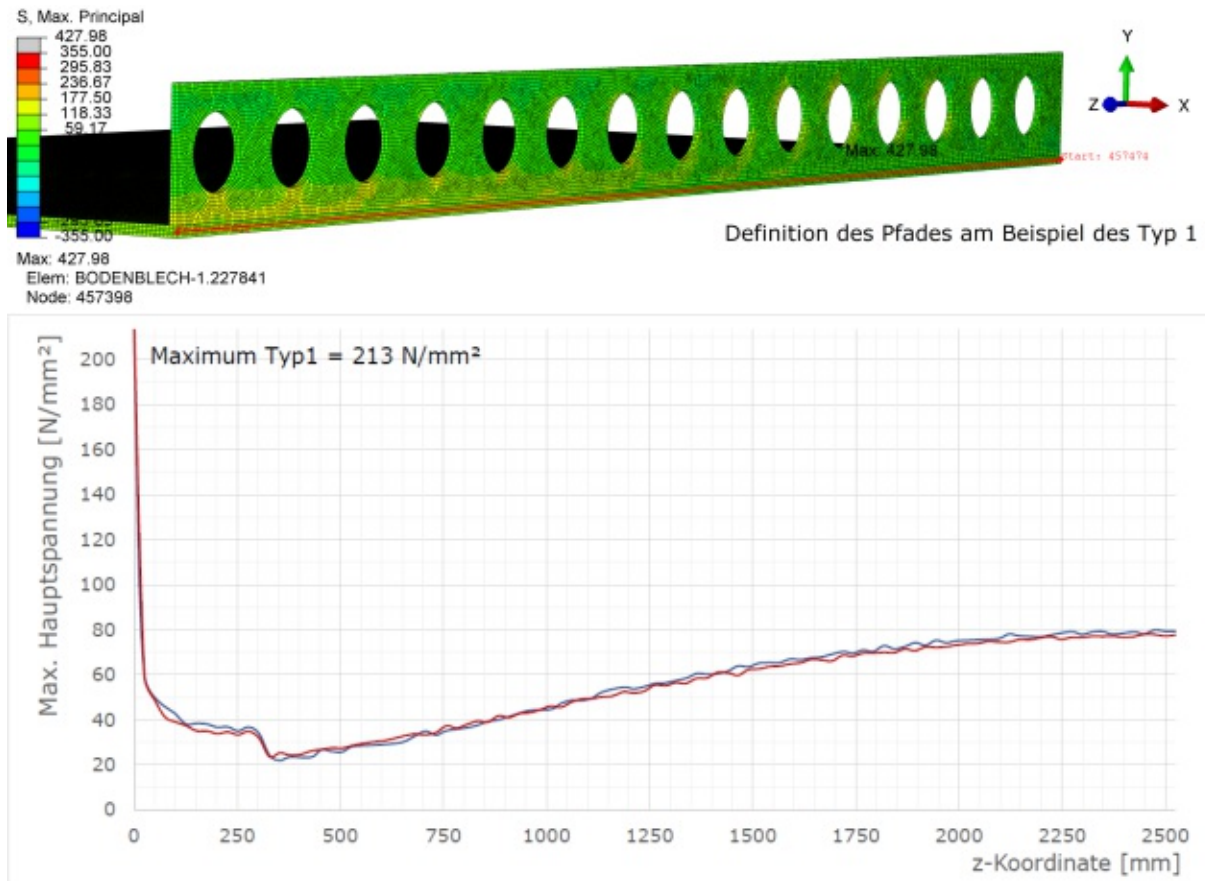


Abb. 5.79: Vergleich der maximalen Hauptspannungen der Typen 1 und 2 (Lastniveau ULS; Werte in  $N/mm^2$ )

#### 5.4.5 Ergebnisse der Parameterstudie und Wahl eines Modells für weiterführende Analysen

Die Untersuchungen zum Einfluss der Dübelausteilung anhand der Typen 1 und 2 wurde ausschließlich an den Modellen mit der Randdübelausführung nach Typ B durchgeführt. Der Vergleich der Typen A und B findet sich in Abschnitt 5.4.3.3. Das maßgebende Kriterium für die Vergleiche zur Austeilung der Dübelleisten ist die maximale Schubkraft des Einzeldübels  $P_{z,Typ,i,max}$ . Grund dafür sind die Erkenntnisse von Takács aus [29], wonach das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte im Wesentlichen von der Ermüdung des Lochdübelrandes abhängt. Die maximale Schubkraft tritt in Modell Typ 1 auf (Gleichung (5.29)). Sie situiert in Dübel F der Dübelleiste 5 und beträgt  $P_{z,Typ1,max} = 108 \text{ kN}$ . Im Vergleich dazu beträgt die maximale Schubkraft des Typ 2  $P_{z,Typ2,max} = 106 \text{ kN}$ .

$$\begin{aligned} P_{z,Typ1,max} &> P_{z,Typ2,max} \\ 108 \text{ kN} &> 106 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.29)$$



Da beide Werte so nah aneinanderliegen, kann keine klare Empfehlung für Typ 2 ausgesprochen werden. Weitere Vergleiche der Schubkräfte und deren Verteilungen auf über die einzelnen Dübelleisten zeigen, dass in Summe in Modell Typ 1 mehr Schubkraft generiert wird als bei Typ 2 (Gleichung 5.30).

$$\begin{aligned}\Sigma P_{z,Typ1} &> \Sigma P_{z,Typ2} \\ 3831 \text{ kN} &> 3659 \text{ kN}\end{aligned}\quad (5.30)$$

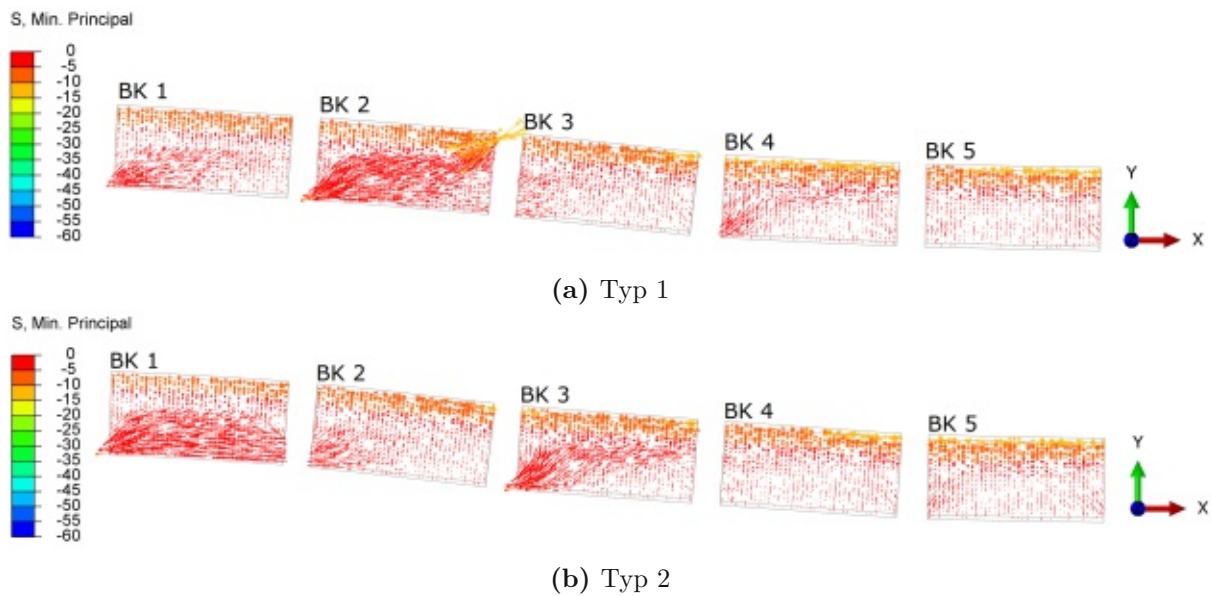
Auch die am meisten beanspruchte Dübelleiste ist dem Typ 1 zuzuordnen (Gleichung (5.31)). Es handelt sich dabei um Dübelleiste 5, welche um  $\Delta P_z = 88 \text{ kN}$  mehr beansprucht wird, als Dübelleiste 5, des Typ 2.

$$\begin{aligned}P_{z,Typ1,DL5} &> P_{z,Typ2} \\ 990 \text{ kN} &> 902 \text{ kN}\end{aligned}\quad (5.31)$$

Zur Aufteilung der Schubkräfte auf die Dübelleiste ist zu sagen, dass Typ 1 die am meisten beanspruchte Dübelleiste aufweist und die Schubkräfte gleichmäßig über die Breite der Platte abgestuft sind. Während bei Typ 2 die Dübelleisten unter der Belastungsfläche stärker belastet werden und sich Dübelleiste 1 der Mitwirkung mehr entzieht (siehe Abbildung 5.66 in Abschnitt 5.4.4.1). Die Dübelleisten 2 bis 4 weisen jedoch eine sehr gleichmäßige Beanspruchung auf.

Betrachtet man die Verformungen beider Typen, welche im vorherigen Abschnitt untersucht werden, ist festzustellen, dass sich Typ 2, welcher bei gleicher Belastung weniger Schubkraft generiert, mehr verformt als Typ 1. Dies ist einerseits dem weicheren Randbereich aufgrund des Verhaltens der Platte in Querrichtung geschuldet. Andererseits kann daraus geschlossen werden, dass durch das mehrheitliche Anschweißen der Dübelleisten am Bodenblech (Typ 2), weniger Druckdiagonalen im Beton aktiviert werden (bzw. die Druckdiagonalen weniger stark aktiviert werden) und sich dadurch die Platte mehr durchbiegt. Zurückgeführt werden kann auch dies, auf das sich in Feldmitte einstellende Fachwerkmodell bei Biegung in Querrichtung (siehe Abbildung 5.72), bei dem in jedem zweiten Betonkern vorherrschend Zug vorhanden ist und sich vor allem in Feldmitte kein Druckstab für die Schubkraftübertragung ausbilden kann. Abbildung 5.80 zeigt die sich ausbildenden Druckstäbe in den Betonkernen anhand der Hauptdruckspannungen und deren Richtungen beider Typen. Es ist erkennbar, dass sich bei Typ 1 eine ausgeprägte Druckstrebe in Betonkern 2 ausbildet und sich die Betonkerne 1 und 4 an den unten angeschweißten Dübelleisten abstützen. Bei Typ 2 bildet sich eine Druckstrebe in Betonkern 3 aus, jedoch schwächer als jene in Betonkern 2 des Typ 1. Zusätzlich stützt sich Betonkern 1 an der Randdübelleiste ab.

Anhand Abbildung 5.80 ist erklärbar, wieso bei Typ 1 die Schubkräfte stärker auf die Dübelleisten verteilt sind und Dübelleiste 1 mehr Anteil hat. Durch die sich ausbildenden Druckstrebe in Betonkern 2 wird Dübelleiste 1 mehr aktiviert und hilft bei der Lastabtragung mit. Wohingegen bei Typ 2 der Betonkern 2, aufgrund der geringen Zugfestigkeit des Betons, weniger Kraft überträgt und Dübelleiste 1 somit weniger mitwirkt.



**Abb. 5.80:** Vergleich der Hauptdruckspannungen der Typen 1 und 2 und sich ausbildende Druckstreben in den Betonkernen (Verformung 100x überhöht dargestellt; Lastniveau FLS; Werte in  $N/mm^2$ )

Auf die Lagerung der Platte und auf die Beanspruchung des Anschlusses des Bodenbleches zur Endplatte wirkt sich die Austeilung der Dübelleisten, wie in Abschnitt 5.4.4.2 beschrieben, nicht aus. Für die Entscheidung, welcher Typ zu bevorzugen ist, stehen demnach vier Kriterien zur Auswahl:

#### Maximale Schubkraft des Einzeldübels $P_{z,Typ,i,max}$ :

Wie in Gleichung (5.29) ersichtlich, tritt die maximale Schubkraft in Typ 1 auf. Sie beträgt  $108kN$  und ist somit um etwa 2% größer als jene von Typ 2.

#### Zu übertragende Schubkraft in der Platte $\Sigma P_{z,Typ,i}$ :

Gleichung 5.30 zeigt, dass die „Gesamtschubkraft“, unabhängig ihrer Wirkungsrichtung, ebenfalls in Typ 1 am größten ist. Der Unterschied zu Typ 2 beträgt etwa 4,5%.

#### Maximale Verformung der Platte $w_{max}$ :

Die Verformung der Platte wird anhand der maximalen Verformung bewertet. Diese beträgt etwa  $7,5mm = l/600$ , in Feldmitte des Typ 2. Im Vergleich zu Typ 1, ist diese um etwa 2% größer.

#### Zugschädigung der Dübel in Feldmitte:

Wie in den Abbildungen 5.75 und 5.76 zu sehen ist, liegt die größere Zugschädigung bei Typ 1 vor. Auch die Zugspannungen sind hier größer.

Da sich beide Typen sehr ähnlich verhalten und die oben genannten Abweichungen in einem vernachlässigbaren Bereich befinden, haben beide Typen ihre Berechtigung. Der Vorteil des Typ 1 besteht darin, dass er etwas schubsteifer in Längsrichtung und im Randbereich ist, weshalb auch die Durchbiegungen geringer sind. Diese ist jedoch mit 2% Unterschied zu Typ 2 vernachlässigbar

gering. Vorteil des Typ 2 ist die geringere Zugschädigung aus der Querverformung der Platte und die gleichmäßigere Aufteilung der Schubkräfte unter der Belastungsfläche.

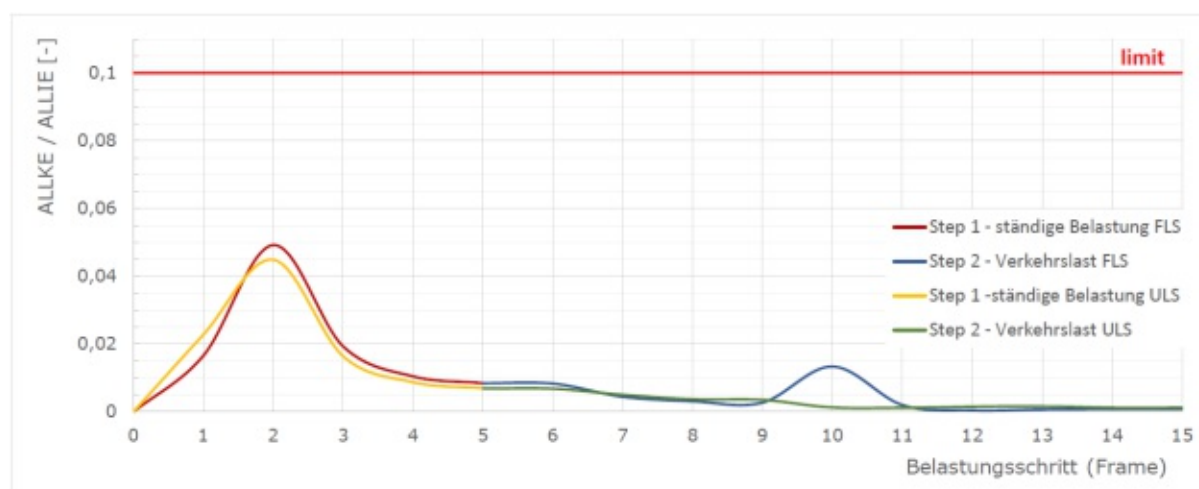
Da die maximale Schubkraft des Einzeldübels als maßgebendes Kriterium festgelegt wurde und die Ermüdung der Platte entscheidend für die Lebensdauer der Platte ist, wird infolge der Typ 2 weiter betrachtet, welcher auch die geringere „Gesamtschubkraft“  $\Sigma P_{z,Typ,i}$  aufweist.

## 5.5 Ergebnisse

### 5.5.1 Plausibilität des Modells

Um die Richtigkeit der FE- Ergebnisse zu verifizieren, sind je nach verwendeten Berechnungsoptionen und Eingangsparametern, verschiedene Kontrollen durchzuführen. Die nachfolgenden Kontrollen werden ausschließlich für das Modell Typ2B1\_4500 und die Lastniveaus ULS und FLS vorgestellt. Da alle Modelle dieser Arbeit nahezu ident sind, gelten die folgenden Resultate stellvertretend auch für diese.

Bei dem ausgewählten Lösungsverfahren DYNAMIC EXPLICIT ist gemäß ABAQUS-Dokumentation [1] der Quotient aus der kinetischen Energie (ALLKE) und der gesamten Verzerrungsenergie (ALLIE) über die Dauer der Berechnung zu kontrollieren. Abbildung 5.81 zeigt diesen Verlauf für die Modelle Typ2B1\_4500\_ULS und Typ2B1\_4500\_FLS. Der maximale Wert tritt bei dem FLS-Modell in Belastungsschritt 2 auf und beträgt 0,049. Er liegt deutlich unter dem zulässigen Wert von 0,1.



**Abb. 5.81:** Verlauf des Anteil der kinetischen Energie an der gesamten inneren Energie ( $ALLKE/ALLIE$ ) über die Berechnungsdauer

Gemäß ABAQUS-Dokumentation [1] ist das verwendete Materialmodell CDP nicht dafür geeignet, dreiaxiale Spannungszustände im Beton abzubilden, wo die fünffache einachsiale Druckfestigkeit überschritten ist (Gleichung 5.32). Abbildung 5.82 zeigt die Hauptdruckspannungen des Modells Typ 2 unter Lastniveau ULS. Wie in Gleichung 5.33 zu sehen ist, ist dieses Kriterium

ebenfalls erfüllt. Selbiges gilt auch für die Hauptdruckspannungen im Lastniveau FLS (Abbildung 5.83, Gleichung 5.35).

$$f_{c,min,ULS} < -5 * f_{cm} \quad (5.32)$$

$$f_{c,m} = f_{c,k} + 8 = 48 N/mm^2 \dots \text{nach [19]} \quad (5.33)$$

$$(-81,49 N/mm^2) < (-240 N/mm^2)$$

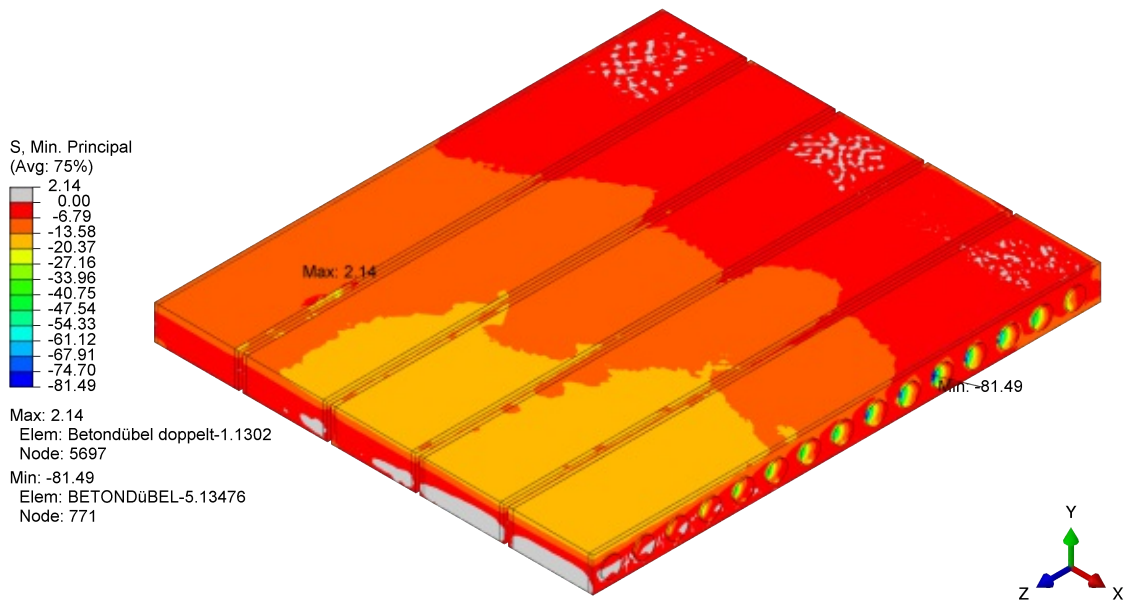


Abb. 5.82: Hauptdruckspannungen im Beton (Lastniveau ULS; Werte in  $N/mm^2$ )

$$f_{c,min,FLS} < -5 * f_{cm} \quad (5.34)$$

$$f_{c,m} = f_{c,k} + 8 = 48 N/mm^2 \dots \text{nach [19]} \quad (5.35)$$

$$(-50,36 N/mm^2) < (-240 N/mm^2)$$

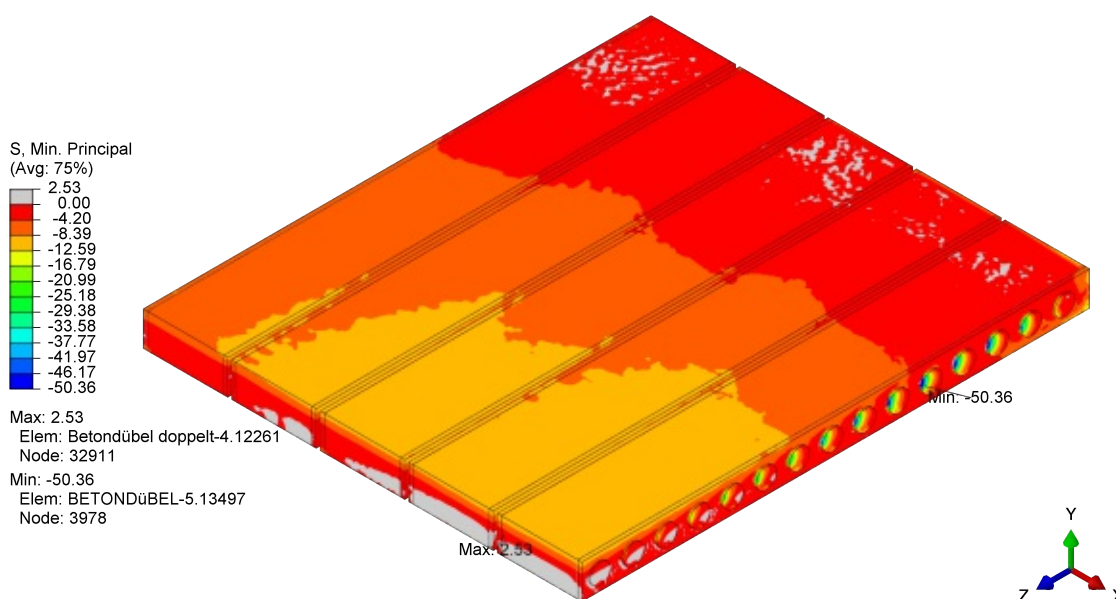


Abb. 5.83: Hauptdruckspannungen im Beton (Lastniveau FLS; Werte in  $N/mm^2$ )

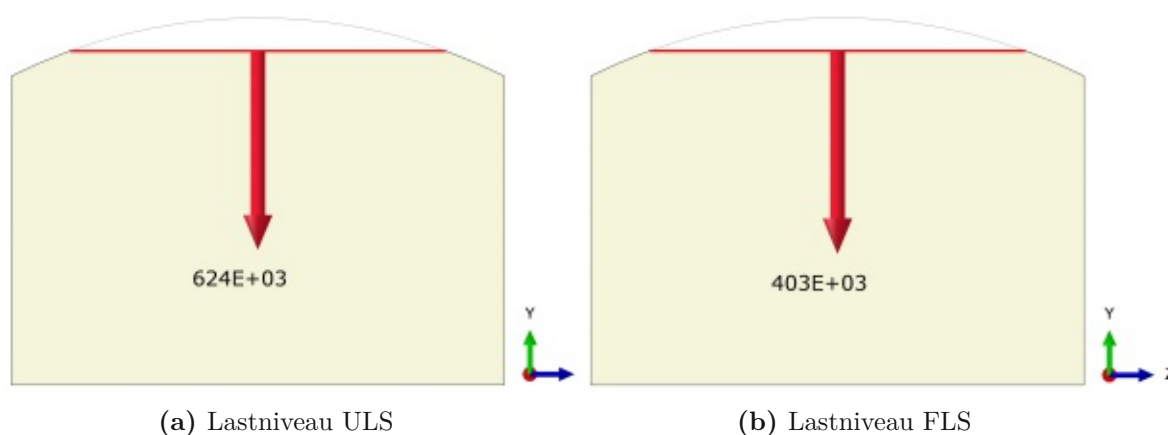


Abb. 5.84: Schnitt durch die Lagerleiste, für die Kontrolle der Auflagerreaktionen (Werte in  $N$ )

Eine weitere Kontrolle, welche bei FE- Berechnungen immer gemacht werden sollte, ist die Kontrolle der Auflagerreaktionen. Damit wird kontrolliert ob alle aufgebrachtten Lasten auch im System ankommen und ordnungsgemäß abgeleitet werden. Weiters wird untersucht, ob die Geschwindigkeit der Lastaufbringung angemessen gewählt wurde. Wird die Last nämlich zu schnell aufgebracht, können zu niedrige Auflagerkräfte die Folge sein.

Abbildung 5.84 zeigt die Lagerleisten des Typ 2 für das Lastniveau ULS (Teilbild 5.84a) und für das Lastniveau FLS (Teilbild 5.84b). Um die Kräfte darin zu ermitteln wird durch die Leiste geschnitten und die in der Fläche wirkende Kraft abgelesen. Geschnitten wird jeweils dort, wo die größte Vertikalkraft resultiert. Ein Vergleich mit den aufgebrachtten Lasten (Abbildung 5.85), zeigt dass die Auflagerreaktionen sehr gut damit übereinstimmen (Gleichung (5.36)). Die Berechnung der aufgebrachtten Lasten erfolgt mit der in Abschnitt 5.3 ermittelten Belastungsfläche und den Einwirkungen, zu sehen in Abschnitt 5.3.4.



$$\begin{aligned}
 G_{ULS} &= 623,67 \text{ kN} \cong G_{Modell,ULS} = 624 \text{ kN} \\
 G_{FLS} &= 401,43 \text{ kN} \approx G_{Modell,FLS} = 403 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{5.36}$$

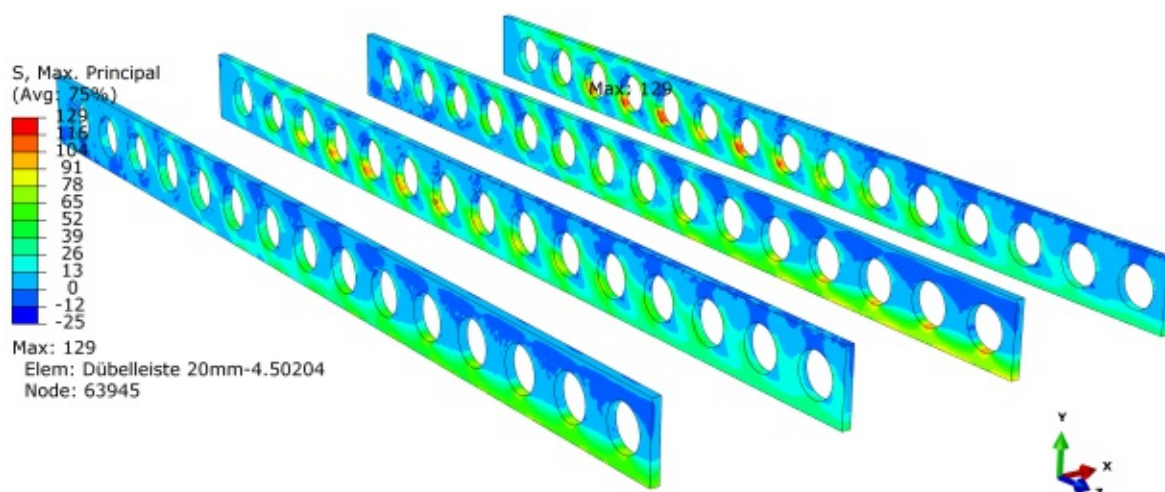
Belastungsfläche gesamt:	5662624,8	[mm <sup>2</sup> ]	... aus Ermittlung Eigengewicht Platte (Berechnung siehe Anhang)
Belastungsfläche Verkehrslast:	3088125	[mm <sup>2</sup> ]	... B x L = 1372,5 x 2250 mm
Ständige Lasten ULS	0,02466	[N/mm <sup>2</sup> ]	
Ständige Lasten FLS	0,01827	[N/mm <sup>2</sup> ]	
Verkehrslast ULS	0,15674	[N/mm <sup>2</sup> ]	
Verkehrslast FLS	0,09649	[N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>G<sub>ständig,ULS</sub></b>	<b>139,64</b>	<b>[kN]</b>	
<b>G<sub>ständig,FLS</sub></b>	<b>103,46</b>	<b>[kN]</b>	
<b>G<sub>Verkehr,ULS</sub></b>	<b>484,03</b>	<b>[kN]</b>	
<b>G<sub>Verkehr,FLS</sub></b>	<b>297,97</b>	<b>[kN]</b>	
<b>G<sub>ULS</sub></b>	<b>623,67</b>	<b>[kN]</b>	
<b>G<sub>FLS</sub></b>	<b>401,43</b>	<b>[kN]</b>	

**Abb. 5.85:** Berechnung der Auflagerreaktion für das Lastniveau ULS und FLS in Microsoft Excel 2019

### 5.5.2 Ermüdung

Wie bereits erwähnt, ist die Ermüdung des Lochdübelrandes wesentlich für die Lebensdauer der SCSC-Platte. Takács hat unter Verwendung des Kerbdehnungskonzeptes die Ermüdung der Platte untersucht. Da es sich bei dieser Art der Nachweisführung jedoch um komplexe strukturelle Zusammenhänge handelt, wurden linearisierte Wöhlerlinien erstellt, welche die Nachweisführung vereinfachen [29].

Infolge werden zwei Ermüdungsnachweise für den Lochdübelrand geführt. Einerseits wird anhand der Schubkraftschwingbreite im Lochdübel, die ertragbare Schwingzahl ermittelt, andererseits wird ein Nachweis auf Faserebene, anhand der Spannungsschwingbreiten, erbracht. Die Wöhlerlinien auf Schubkraftebene wurden von Takács, aufbauend auf den Kurven für Spannungsschwingbreiten, für das von ihm verwendete SCSC-Plattenmodell entwickelt [30]. Da der Nachweis auf Spannungsebene allgemeiner ist und die Grundlage für den Vergleich auf Schubkraftebene bildet, wird dieser zuerst untersucht. Auf die Untersuchung der Ermüdung weiterer Stellen wird, um den Rahmen dieser Arbeit nicht zu sprengen, verzichtet.



**Abb. 5.86:** Maximale Hauptspannungen der Dübelleisten 1-4 (Lastniveau FLS; Werte in  $N/mm^2$ )

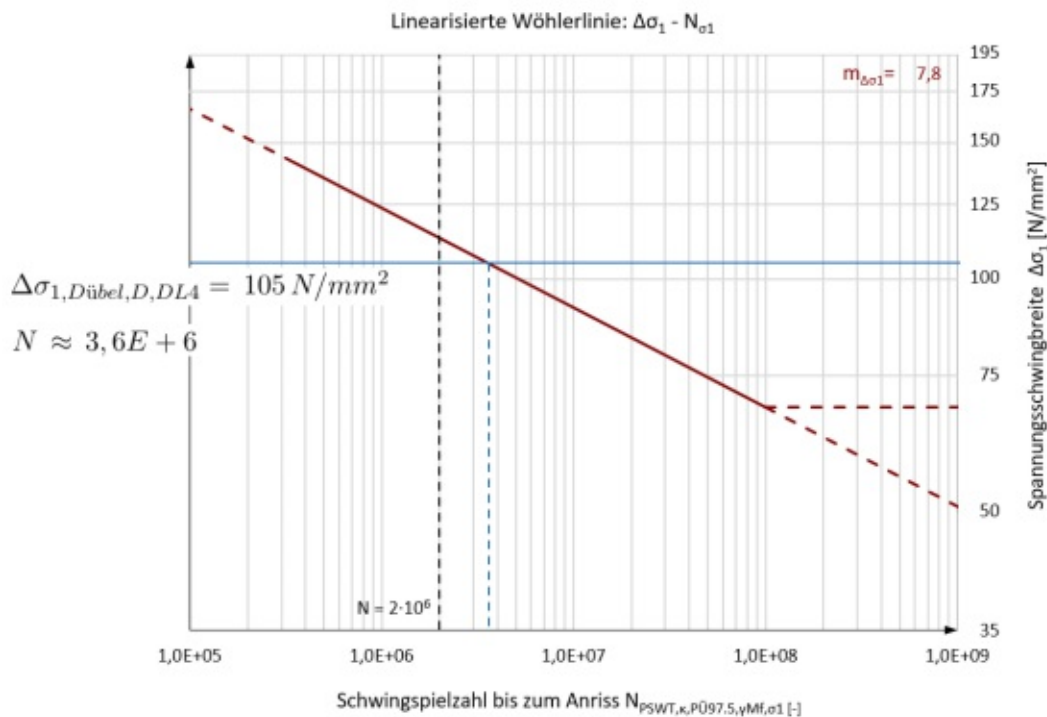
Abbildung 5.86 zeigt die maximalen Hauptspannungen der Dübelleisten 1 bis 4. Obwohl in Dübelleiste 5 die größten Schubkräfte auftreten, wird dieser Bereich nicht betrachtet, da hier lokale Spannungsspitzen (Ausreißer) auftreten. Bedingt durch die Modellbildung weist die Dübelleiste nur die halbe Dicke auf. Zudem stellen die Lagerungsbedingungen der Symmetrieebene einen Störbereich für punktuelle Ermüdungsnachweise dar. Zwei weitere Ausreißer, je einer in Dübelleiste 1 und einer in 2, wurden ebenfalls aus den Ergebnissen gestrichen.

Wie zu erwarten, ist in Abbildung 5.86 zu erkennen, dass Dübelleiste 4 die größten Spannungen aufweist. Die maximale Hauptspannung beträgt  $\sigma_{1,Dübel,D,DLA,FLS} = 129 N/mm^2$ . Sie ist situiert in Dübel D. Die zugehörige Spannung in diesem Punkt unter ständiger Last beträgt  $\sigma_{1,Dübel,D,DLA,ständig} = 24 N/mm^2$ . Damit ergibt sich die Spannungsschwingbreite zu  $\Delta\sigma_{1,Dübel,D,DLA} = 105 N/mm^2$  (Gleichung (5.37)).

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{1,Dübel,D,DLA} &= \sigma_{1,Dübel,D,DLA,FLS} - \sigma_{1,Dübel,D,DLA,ständig} \\ \Delta\sigma_{1,Dübel,D,DLA} &= 129 - 24 = 105 N/mm^2\end{aligned}\quad (5.37)$$

Abbildung 5.87 zeigt die linearisierte Wöhlerlinie, welche den Zusammenhang zwischen Spannungsschwingbreite und Schwingspielanzahl bis zum Anriss herstellt. Es handelt sich dabei um eine auf Basis der Versagenshypothese nach Rankine erstellte Linie. Diese Hypothese hat in [30] die treffsichereren Ergebnisse geliefert. Im Vergleich dazu hat die Hypothese nach von Mises Ergebnisse weitgehend auf der sicheren Seite gebracht. Die Wöhlerlinie in Abbildung 5.87 berücksichtigt zudem die folgenden Einflüsse [30]:

- Mittelspannungseinfluss  $\sigma_m, P_{SWT}$ , auf Basis des Schädigungsparameter  $P_{SWT}$  nach Smith, Wattson und Topper;
- Einfluss der Oberflächenrauigkeit;
- Einfluss der Überlebenswahrscheinlichkeit (Erhöhung der Überlebenswahrscheinlichkeit von 50 auf 97,5%);
- Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Mf} = 1,35$  auf der Widerstandsseite nach ÖNORM EN1993-1-9 [22].



**Abb. 5.87:** Wöhlerlinie für die Löcher der Lochdübelreihe: Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_1$  - Schwingspielzahl bis zum Anriss  $N$  [29], mit eingetragenem  $\Delta\sigma_{1,Dübel,D,DL5}$  der SCSC-Plattenbrücke im FLS

Es ist zu erkennen, dass die ertragbare Schwingenzahl bis zum Anriss für den Dübel D der Dübelleiste 4 gleich  $N \approx 3,6E + 6$  beträgt. Sie liegt über den in ÖNORM EN 1993-1-9 [22] beschriebenen Bezugswert  $\Delta\sigma_c = 2E + 6$ , weshalb festgehalten werden kann, dass die Ermüdungsfestigkeit der SCSC-Plattenbrücke gegeben ist. Hierzu ist zu erwähnen, dass in [30] experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der Lochdübelleiste durchgeführt wurden. Anhand dieser Versuche konnte das Modell von Takács verifiziert werden. Jedoch beschränkte sich der Umfang dieser Untersuchungen auf wenige Versuchskörper.

Neben der verwendeten Wöhlerlinie, welche unter Anwendung der Spannungsschwingbreite eine Aussage über das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte liefert, kann der Nachweis auch über die Schubkraftschwingbreite erfolgen. Bedingung dafür ist, dass sich das SCSC-Plattenbrückenmodell ähnlich verhält, wie jenes aus den Untersuchungen von Takács [29]. Betrachtet man die Vergleiche der Hauptspannungen am Anfang des Abschnitt 5.4.2.1 oder vergleicht die nachfolgenden Schubkraftverläufe mit jenen aus [29], kann diese Voraussetzung als erfüllt betrachtet werden.

In Abschnitt 5.4.4.1 wurden die Schubkräfte in den Dübeln für das Lastniveau ULS ermittelt. Analog zu dieser Vorgehensweise sind in Abbildung 5.88 die Schubkräfte  $P_{z,Dübel,i}$  aller Dübelleisten des Typ 2 für das Lastniveau FLS abgebildet. Auch hier handelt es sich um Einzelwerte, welche der besseren Darstellung dienend durch Linien verbunden werden. Die zugehörigen Werte aller Dübelleisten sind im Diagramm eingetragen. Wie auch bei den Ergebnissen des ULS ist Dübelleiste 5 jene mit den größten Schubkräften. Die maximale Schubkraft ist in Dübel D situiert und beträgt  $P_{z,Dübel,D,DL5,FLS} = 70 \text{ kN}$ .

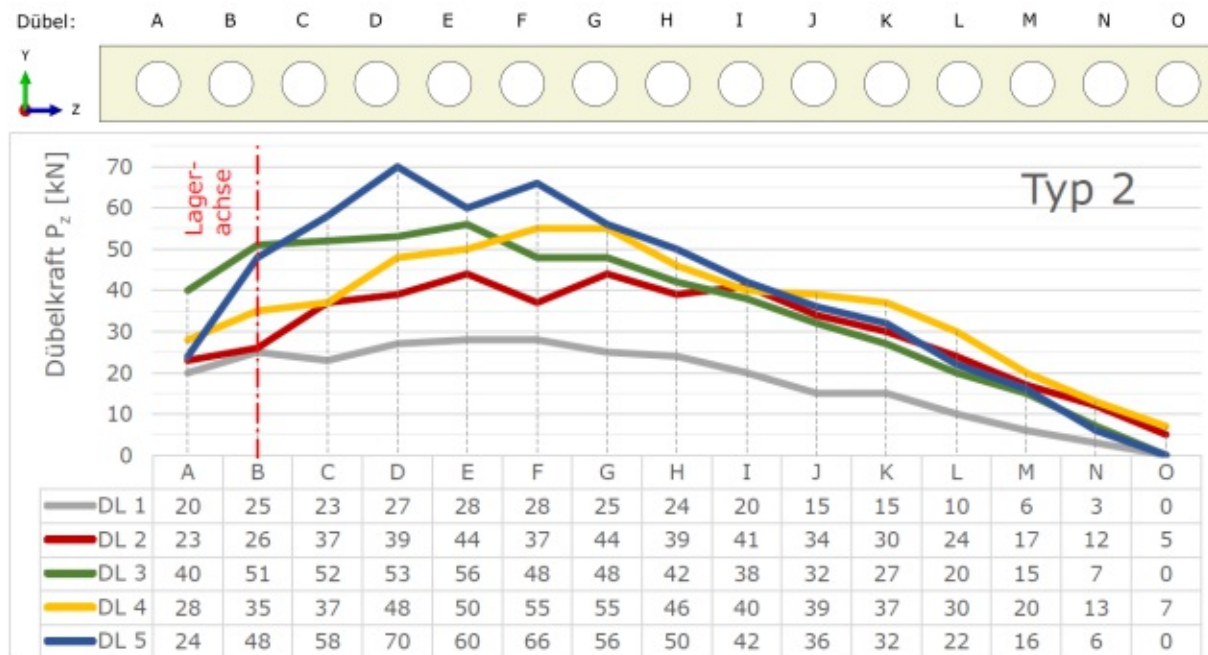
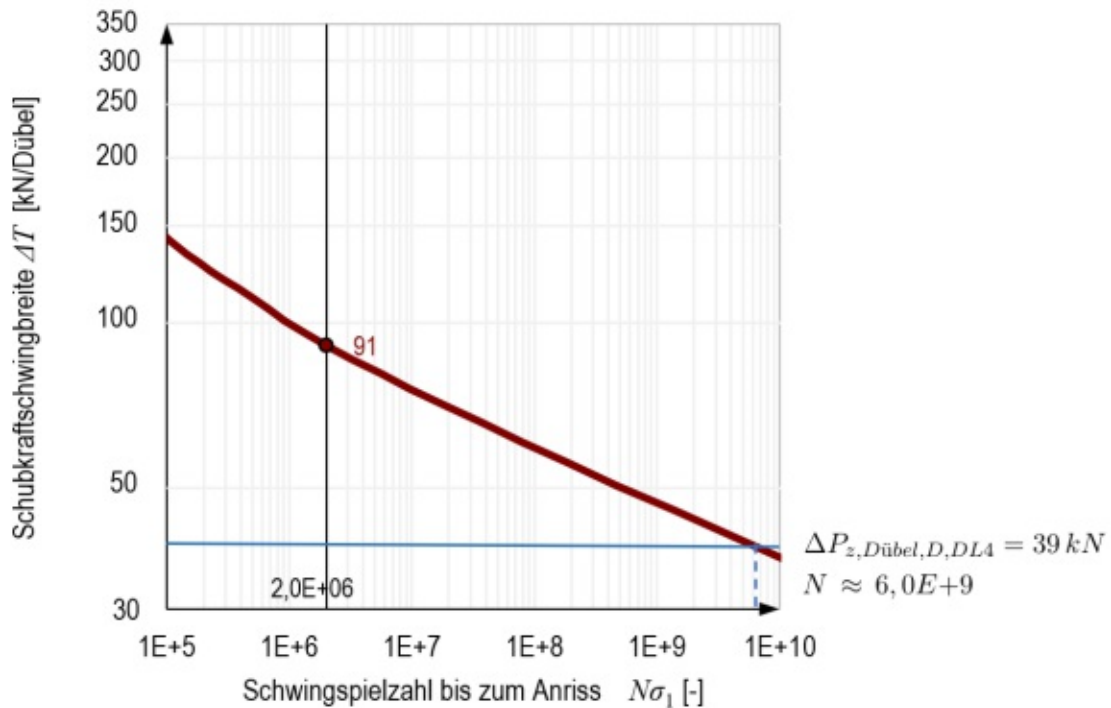


Abb. 5.88: Schubkräfte  $P_{z,Dübel,i}$  aller Dübelleisten des Typ 2 für das Lastniveau FLS

In Abbildung 5.89 ist eine Wöhlerlinien aus [30] ersichtlich, mit welcher anhand der Schubkraftschwingbreite, die Schwingenzahl bis zum Anriss ermittelt werden kann. Bei dieser wird, wie auch in Abbildung 5.87, die Versagenshypothese nach Rankine angewendet und die zuvor

genannten Einflüsse berücksichtigt.

Um die Unterschiede in den Ergebnisse der beiden Nachweisebenen zu vergleichen, wird für



**Abb. 5.89:** Maßgebende Wöhlerlinie für die Löcher der Lochdübelleiste: Schubkraftschwingbreite  $\Delta T$  - Schwingspielzahl bis zum Anriss  $N$  [30], mit eingetragenem  $\Delta P_{z,Dübel,D,DLA}$  der SCSC-Plattenbrücke im FLS

den Nachweis auf Schubkraftebene ebenfalls Dübel  $D$  in Dübelleiste 4 untersucht. Die Schubkraftschwingbreite  $\Delta P_{max}$ , ergibt sich aus der Differenz der Schubkraft im Lastniveau FLS und jener am Ende des Step 1 - Ständige Belastung. Sie beträgt  $\Delta P_{z,Dübel,D,DLA} = 39 \text{ kN}$  (Gleichung (5.38)).

$$\begin{aligned} \Delta P_{z,Dübel,D,DLA} &= P_{z,Dübel,D,DLA,FLS} - P_{z,Dübel,D,DLA,ständig} \\ \Delta P_{z,Dübel,D,DLA} &= 48 - 9 = 39 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.38)$$

Eingetragen im Diagramm lässt sich die ertragbare Schwingspielzahl bis zum Anriss mit  $N \approx 6,0E + 9$  ablesen. Dieser Wert ist um etwa  $10^3$  größer als jener bei der Ermittlung mit Spannungsschwingbreiten. Berücksichtigt man die Streuungen, deren experimentelle Ermüdungsnachweise unterworfen sind, ist zu sagen, dass diese Differenz in der Schwingspielanzahl trotzdem gravierend ist.

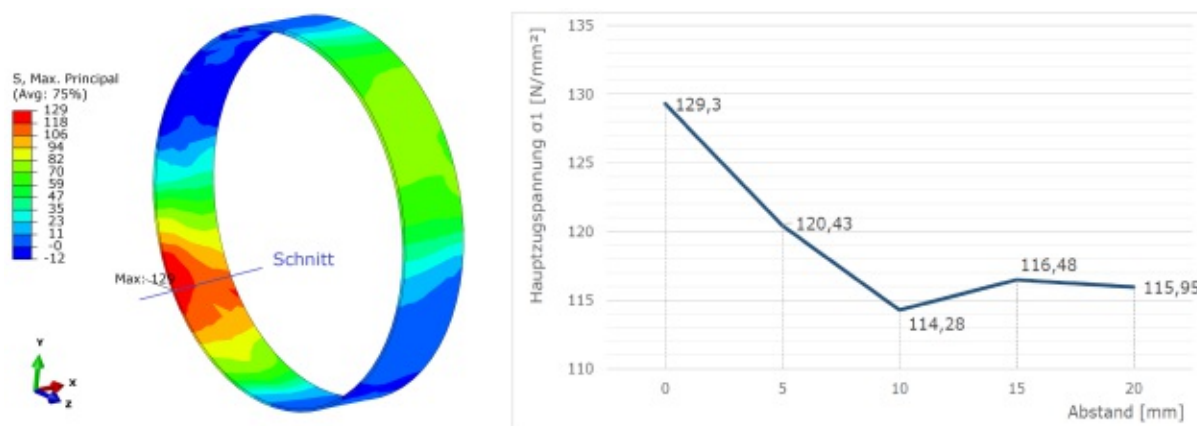
Dennoch kann mit beiden Methoden gezeigt werden, dass die Schwingspielzahl bis zum Anriss ausreichend groß ist. Die Ergebnisse sind als Anhaltswerte und zur Abschätzung der Ermüdung ausreichend. Eine genaue Untersuchung ist in weiterführenden Forschungen notwendig.

Zu der großen Differenz ist zu erwähnen, dass die Modelle von Takács eine feinere Diskretisierung des FE- Netz aufweisen [29]. Durch die größer gewählten Elemente kann es passieren, dass größere Spannungsspitzen entstehen, wodurch die ertragbare Schwingspielzahl rapide abnimmt.

Zudem fällt bei Betrachtung der Stirnfläche der Lochdübel auf, dass die Spannungen nicht gleichmäßig verteilt sind. Abbildung 5.90 zeigt die maßgebende Stelle, in welcher der Ermüdungs-



nachweis durchgeführt wurde. Außerdem ist der Verlauf der maximalen Hauptspannungen in der Stirnfläche ersichtlich, wobei der große Anstieg zum Rand des Dübel hin auffällt.



**Abb. 5.90:** Maximale Hauptspannungen in Dübel D der Dübelleiste 4, sowie Verlauf der Spannungen über die Breite des Dübels (Lastniveau FLS; Werte in  $N/mm^2$ )

Die Ergebnisse von Takács hingegen, weisen allesamt eine sehr gleichmäßige Verteilung der Hauptspannungen auf, wobei das Maximum immer in der Mitte der Stirnfläche auftritt [29]. Dieser Unterschied im Verhältnis von auftretender Spannungsspitze und Schubkraft im Einzeldübel, welcher in [29] nicht vorkommt, erklärt die große Abweichung in der Schwingspielzahl. Eine mögliche Ursache für diese lokale Spannungskonzentration ist die unterschiedliche Beanspruchung der Dübelleisten in Querrichtung der Platte (siehe auch Abschnitt 5.4.4.1).

### 5.5.3 Weitere Untersuchungen

#### 5.5.3.1 Verformung der Brücke

Die Anforderungen an die Begrenzung der Verformungen der SCSC-Plattenbrücke werden anhand der Werte des Lastniveau FLS untersucht. Wie in Abschnitt 5.3.4 ersichtlich, sind die Unterschiede zu den Einwirkungskombinationen im SLS vernachlässigbar.

Die maximale Verformung der Platte beträgt  $-7,47 \text{ mm}$  (siehe Abbildung 5.68, in Abschnitt 5.4.4.2). Sie befindet sich in Feldmitte bei Dübelleiste 5. Mit der Spannweite von  $4,5 \text{ m}$  ergibt sich der Wert  $L/602$  (Gleichung (5.40)). Gemäß ÖNORM EN 1990/A1, Pkt. A.2.4.4.2.3 [16] sollte die Verformung in keinem Punkt den Wert  $L/600$  überschreiten. Der Nachweis ist demnach erbracht.

$$L/\delta = 4500/7,47 = 602 \quad (5.39)$$

$$(5.40)$$

Bezüglich des Reisendenkomfort ist ÖNORM EN 1990/A1, Pkt. A.2.4.4.3 [16] anzuwenden. Aus Bild A.2.3 folgt für Brücken unter  $10 \text{ m}$ , mit der Komfortkategorie „sehr gut“ und einer Geschwindigkeit von  $140 \text{ km/h}$ , der Wert  $L/\delta = 850$ . Dieser Wert ist für Einfeldträger noch mit  $0,7$  zu multiplizieren, woraus sich  $L/\delta = 595$  ergibt, wobei gemäß Norm der Wert  $L/\delta = 600$  nicht überschritten werden darf und dieser somit Deckungsgleich mit dem obigen Nachweis ist.

Zudem ist gemäß ÖNORM EN 1990/A1, Pkt. A.2.4.4.2.2 [16], die Verwindung des Überbaus zu kontrollieren. Dieser Nachweis ist für die SCSC-Plattenbrückenmodelle jedoch nicht von Bedeutung, da sich die Gleise nicht relativ zueinander verschieben können.

### 5.5.3.2 Lasteinleitung Auflagerbereich

Um zu kontrollieren, ob Steifen im Auflagerbereich notwendig, sind wird die Lasteinleitung untersucht. Die maximale Auflagerkraft im ULS beträgt 624 kN (siehe Abbildung 5.84a). Vereinfachend wird davon ausgegangen, dass die Platte vollflächig aufliegt. Aufgeteilt über die Länge der Lagerleiste  $l_{Lager} = 2105 \text{ mm}$  ergibt sich somit eine Kraft von 296,44 N/mm (Gleichung (5.41)). Unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung von 1:2,5 im Stahl folgt eine Lasteinleitungsbreite von 75 mm (Gleichung (5.42)). Damit ergibt sich im Beton eine Spannung von 3,95 N/mm<sup>2</sup> (Gleichung (5.43)).

$$p_z = \frac{P_z}{l_{Lager}} = \frac{624000}{2105} = 296,44 \text{ N/mm} \quad (5.41)$$

$$b_{Lager} = t_{Bodenblech} * k_{Stahl} * 2 = 15 * 2,5 * 2 = 75 \text{ mm} \quad (5.42)$$

$$q_{Lager} = \frac{f_z}{b_{Lager}} = \frac{296,44}{275} = 3,95 \text{ N/mm}^2 \quad (5.43)$$

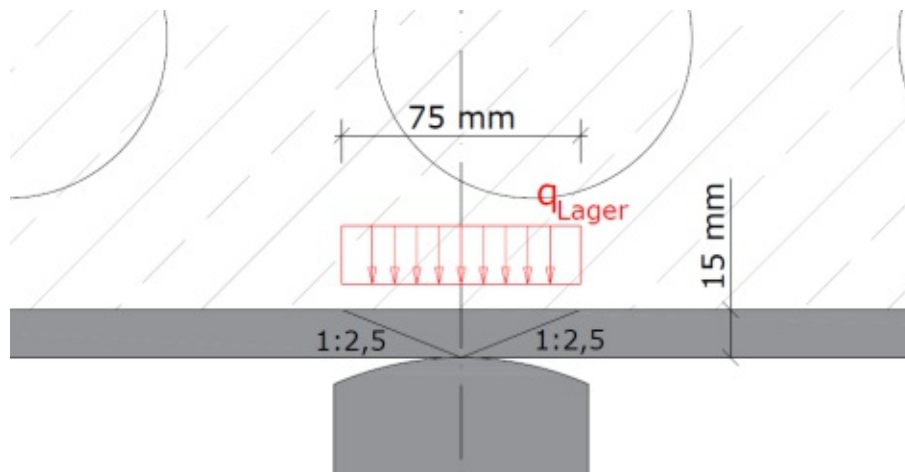


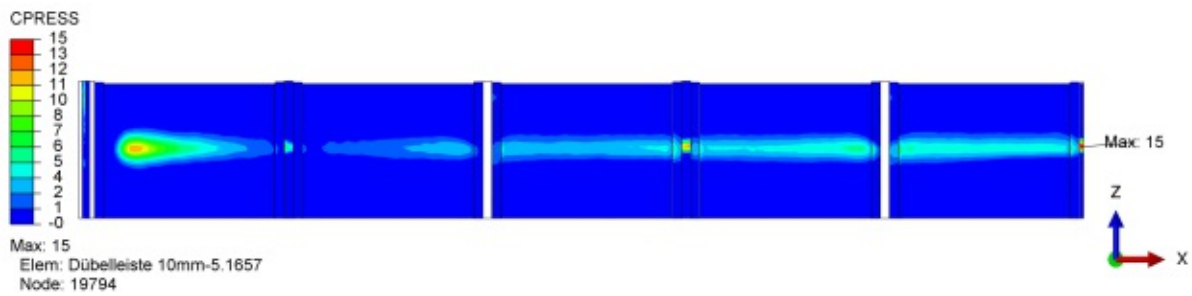
Abb. 5.91: Lasteinleitung Auflagerbereich

Die theoretische Kontaktspannung  $q_{Lager}$  liegt deutlich unter der Druckfestigkeit des Beton ( $f_{cd} = 26,67 \text{ N/mm}^2$ ). Unter der Annahme, dass die Platte 1 mm über die gesamte Länge der Lagerleiste aufliegt, kann auch nachgewiesen werden, dass diese Spannung mit  $296,44 \text{ N/mm}^2$  unter der Fließgrenze des Stahls liegt ( $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ). Es sind somit keine zusätzlichen Steifen zur Lasteinleitung nötig.

Abbildung 5.92 zeigt die CONTOUR PLOTS aus ABAQUS mit den Kontaktspannungen im Bodenblech, sowie der Spannung im Betonkörper und der Dübelleisten. Bei den weißen Stellen in Teilbild 5.92b handelt es sich um Bleche die am Bodenblech angeschweißt sind. Daher können hier keine Kontaktspannungen entstehen. In der Abbildung ist erkennbar, dass die Dübelleisten mehr Kraft anziehen als der Beton. Zudem bedingt der Überstand der Platte größere Spannungen im Randbereich. Es ist festzustellen, dass die zulässigen Werte  $f_{cd}$  bzw.  $f_{yd}$  auch im FE- Modell nicht überschritten werden.



(a) Kontaktspannungen im Bodenblech



(b) Kontaktspannungen im Beton, sowie der Dübelleisten

**Abb. 5.92:** Kontaktspannungen im Bereich der Lagerleiste (Lastniveau ULS; Werte in  $N/mm^2$ )

# Kapitel 6

## Zusammenfassung und Ausblick

### 6.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasste sich mit der Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke. Im Vergleich zum Einsatz der Platte bei Trogbrücken, fungiert sie hier als alleiniges Tragelement in Längsrichtung für Eisenbahnbrücken mit kurzen Spannweiten. Ziel dieser Arbeit war es das bereits erlangte Wissen aus den Forschungen zur SCSC-Platte zu nutzen, um die Grundlagen für die SCSC-Plattenbrücke zu schaffen.

Untersucht wurde die Anwendung als Eisenbahnbrücke mit einem Gleis und gerader Gleisachse. Das Hauptanwendungsgebiet ist der Ersatzneubau alter Tragwerke, bei welchem die Bauhöhe auf ein Minimum zu reduzieren ist. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn das Bestandstragwerk eine offene Fahrbahn besitzt und die Gleislage, sowie das Lichtraumprofil unter der Brücke nicht abänderbar ist. Durch die heute übliche Ausführung der Brückenfahrbahn mit Schotterbett steigt die Bauhöhe im Vergleich zur offenen Fahrbahn an. Die äußerst geringe Konstruktionshöhe der SCSC-Platte kann diesen Anstieg etwas kompensieren. Für kleine Stützweitenbereiche, stellt die Verwendung von Grobblechen als Fahrbahnplatte das absolute Minimum an Konstruktionshöhe dar. Da diese unter anderem aufgrund der begrenzten Verfügbarkeit, hohen Stahltonnagen und damit verbundenen hohen Kosten, einige Nachteile mit sich bringen, bietet sich die SCSC-Plattenbrücke hier als eine wirtschaftliche Alternative zu den Grobblechbrücken an.

Die Geometrie der SCSC-Platte wurde im Wesentlichen wie in den Forschungen von Takács ([29],[30]) belassen. Die Bauhöhe der Platte betrug 200 mm. Die Lochdübelleisten wurden äquidistant verteilt, wiesen im Vergleich zu den bisherigen Forschungen jedoch einen geringeren Achsabstand von 440 mm auf. Die Blechdicken wurden nicht abgeändert. Aus Fertigungsgründen wurden, für die Entwicklung der SCSC-Plattenbrücke, keine neuen Blechdicken eingeführt. Sämtliche Bleche wiesen Dicken von entweder 15 mm oder 20 mm auf.

Das System SCSC-Plattenbrücke wurde in Anlehnung an die ÖBB Regelplanung-Grobblechbrücken gewählt. Für die Lagerung der Brücke wurde eine über die Breite der Platte durchgehende Lini-enlagerung verwendet. Als Schotterbetteinfassung dienten Randbalken, welche ein eigenständiges und komplett von der Platte entkoppeltes Tragwerk bildeten. Darauf befindet sich außerdem etwaige Brückenausrüstung wie etwa Absturzsicherungen, Kabeltröge oder Lärmschutzwände.

Für die Untersuchungen an der SCSC-Plattenbrücke, wurden insgesamt acht FE- Modelle mit dem Programm ABAQUS erstellt. Die Modellierung erfolgte anhand der Vorgaben aus vorausgegangenen Forschungen, worin detaillierte Studien zur Modellierung der Platte durchgeführt wurden. Daher wurde in dieser Arbeit auf eine genaue Kalibrierung und etwaige Studien zur FE-Modellierung verzichtet. Um Rechenzeit zu sparen wurde die Symmetrie der Platte genutzt und lediglich ein Viertel modelliert. Belastet wurde dieses ausschließlich mit den ständigen Lasten und

dem Lastmodell 71 der ÖNORM EN 1991-2. Zur Anwendung kamen die Bemessungssituationen ULS und FLS.

Das Ziel der FE- Untersuchungen war es, ein Verständnis für das Tragverhalten der Plattenbrücke zu bekommen und verschiedene Ausführungsvarianten konstruktiver Details zu analysieren. Dafür wurden unter anderem zwei Parameterstudien durchgeführt, deren Ergebnisse infolge kurz zusammengefasst werden.

#### **Parameterstudie: Einfluss der Randdübelreihe**

Für die Ausbildung der Dübelreihe am äußeren Rand der Platte wurden in Summe fünf Varianten ausgearbeitet, wobei sich zwei davon als vielversprechend herauskristallisierten. Diese wurden anschließend mit der Methode der finiten Elemente näher untersucht.

Bei Variante A erfolgte der Abschluss der Platte durch eine am Deck- und Bodenblech angeschweißte Dübelreihe, deren Dübellöcher mit einem zusätzlichen Blech abgedeckt wurden. Variante B hatte eine Dübelreihe welche je nach gewähltem Modell entweder am Deck- oder Bodenblech angeschweißt wurde. Den Abschluss bildete hier ein Blech das vor die Dübelreihe gesetzt, und am Deck- und Bodenblech angeschweißt wurde. Der große Unterschied bestand in der prinzipiellen Abtragung der Lasten, einerseits jener resultierend aus den sich im Beton ausbildenden Druckdiagonalen, andererseits aus der reinen Biegebeanspruchung in Längsrichtung. Während bei Typ A alle Lasten von der Randdübelreihe aufgenommen werden sollten bzw. das darauf angeschweißte Abdeckblech Lasten aufnimmt und diese in die Randdübelreihe leitet, bestand die Idee bei Typ B darin, die Randdübelreihe durch das davorgesetzte Abschlussblech zu entlasten. Beanspruchungen aus der Biegung der Platte in Längsrichtung, sowie die Querkomponente der Druckdiagonale im Beton sollten durch das beidseitig angeschweißte Abschlussblech aufgenommen und abgeleitet werden. Die Randdübelreihe übernahm nur deren eigentliche Hauptaufgabe, nämlich die Ableitung der sich ausbildenden Längskomponente der Druckdiagonale.

In den Ergebnissen der FE- Untersuchungen war zu sehen, dass sich diese Tragmechanismen wie erwartet eingestellt haben. Die Randdübelreihe des Typ B wurde im Wesentlichen nur durch die Längskomponente der Betondruckdiagonale beansprucht. Mit 62 kN hatte diese Beanspruchung jedoch nur einen geringen Anteil an allen in Längsrichtung wirkenden Kräften. Der Unterschied zwischen Typ A und Typ B bestand im Großen und Ganzen darin, dass sich die Kräfte bei Typ B von der Randdübelreihe in das Abschlussblech verlagerten, welches somit eine sehr ähnliche Beanspruchung wie die Randdübelreihe des Typ A erfuhr. Für die weiteren Untersuchungen wurde dennoch der Typ B gewählt. Ausschlaggebend waren unter anderem hohe Vergleichsspannungen in den Schweißnähten zwischen dem Abdeckblech und der Randdübelreihe des Typ A.

#### **Parameterstudie: Einfluss der Dübelanordnung**

Die untersuchte SCSC-Plattenbrücke wurde mit elf Dübelreihen modelliert. Sie wurden so gewählt, dass die Platte symmetrisch in Querrichtung ist und, dass eines der äußeren Bleche samt angeschweißten Dübelreihen, das andere Blech umschließt. Inwieweit es sich auswirkt ob mehr Dübelreihen oben am Deckblech oder unten am Bodenblech angeschweißt werden, wurde anhand zweier Modelle des Typ B untersucht. Typ 1 bezeichnete jenes Modell bei welchem mehr Dübelreihen am Deckblech angeschweißt wurden, Typ 2 jenes mit mehrheitlich am Bodenblech angeschweißten Dübelreihen.

Takács hat in seinen Forschungen zur Anwendung der SCSC-Platte bei Trogbrücken, zwei Bereiche als maßgebend in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit identifiziert. Dabei handelte es sich um den Rand der Lochdübelreihe, sowie den Anschluss des Bodenbleches an den Hauptträger. Die Auswertung dieser Stellen zeigte ein nahezu gleiches Verhalten beider



Typen. Die Austeilung der Dübelleisten hatte demnach keinen Einfluss darauf. Ein Vergleich der Querverformungen in Feldmitte zeigte bei beiden Typen ausgeprägte Knicke in der Platte. Bei Typ 1 trat ein Knick bei Dübelleiste 3 auf. Typ 2 wies zwei kleinere Knicke auf, je einen bei Dübelleiste 2 und 4. Dabei handelte es sich immer um Dübelleisten welche am Bodenblech angeschweißt wurden. Grund dafür war das Tragverhalten der Platte in Querrichtung. Ähnlich zu dem Fachwerkmodell der Querkraftabtragung eines Stahlbetonträgers, wo sich Druckstreben im Beton ausbilden welche durch Schubbewehrung „rückgehängt“ werden, bildeten sich auch in der SCSC-Platte Druckstreben aus. Durch die fehlenden Schweißnähte unter den am Deckblech angeschweißten Dübelleisten, konnten diese jedoch nicht wie beim Stahlbetonträger „rückgehängt“ werden. In jedem zweiten Betonkern bildeten sich „Zugstäbe“ aus. Bedingt durch die Dübelleistenausteilung geschah dies bei den untersuchten Modellen in unterschiedlichen Betonkernen, woraus sich die Situierungen der Knicke in der Querverformung ergaben. Bei Typ 2 befand sich so ein schubweicherer Feld näher beim unbelasteten Rand der Platte, wodurch die Platte, im Vergleich zu jener des Typ 1, allgemein an Steifigkeit verlor. Dieser Umstand war auch in den sich ausbildenden Schubkräften erkennbar. Die Summe der Absolutwerte aller Schubkräfte in den Dübeln, war bei Typ 1 um etwa 4,5% größer als bei Typ 2.

Bedingt durch die entstandenen Knicke in der Platte, entstanden bei den betroffenen Dübelleisten große Zugspannungen in den Betondübeln in Feldmitte. In Kombination mit den Zugspannungen im Beton aus der Biegung der Platte in Längsrichtung, begannen die Betondübel zu reißen. Die Zugschädigung war bei dem Knick von Typ 1 ausgeprägter, als bei den beiden kleineren Knicken des Typ 2.

Die Druckdiagonalen, welche für den prinzipiellen Tragmechanismus der Platte benötigt werden, bildeten sich bei beiden Modellen erst zunehmend zum Auflager hin aus. Das Reißen der Dübel in Feldmitte wirkte sich demnach nicht wesentlich auf die Tragfähigkeit der Platte aus. Hierbei sei zu erwähnen, dass die Wahl eines Linienlager essentiell für das Verhalten der Platte war. Eine Querverformung der Platte im Auflagerbereich, hätte zu zusätzlichen Zugbeanspruchungen in Querrichtung geführt und damit zu einer Verschlechterung der Tragfähigkeit der Platte.

Da sich beide Typen sehr ähnlich verhielten, haben beide ihre Berechtigung. Da Typ 2 jedoch die geringere Zugschädigung aus der Querverformung der Platte aufwies und in Summe geringere Schubkräfte entstanden, wurde dieser Typ favorisiert und für weitere Untersuchungen verwendet.

Nachdem die Ermüdung des Lochdübelrandes maßgebend für die Lebensdauer der SCSC-Platte ist, wurde diese mit Hilfe von Wöhlerlinien untersucht, welche Takács in seinen Forschungen zum Ermüdungsverhalten der Platte erstellt hat. Insgesamt wurden zwei Nachweise geführt, einer auf Faserebene anhand der Spannungsschwingbreite nach der Versagenshypothese nach Rankine und einer auf Kraftebene anhand der Schubkraftschwingbreite im Lochdübel.

Die maximale Hauptzugspannungsschwingbreite in den Dübelleisten war situiert in Dübelleiste 5. Da diese jedoch bedingt durch die Lagerungsbedingungen der Symmetrieebene in einem Störbereich liegt, wurden die Ergebnisse der Dübelleiste 5 nicht für die Auswertung herangezogen. Verwendet wurde die Stelle der maximalen Hauptzugspannung in Dübelleiste 4. Sie ist situiert in Dübel D. Die zugehörige Spannungsschwingbreite ergab sich zu  $\Delta\sigma_{1,Dübel,D,DLA} = 105 \text{ N/mm}^2$ . Mit der anzuwendenden Wöhlerlinie von Takács ergab sich für die SCSC-Plattenbrücke eine ertragbare Schwingzahl bis zum Anriss von  $N \approx 3,6E + 6$ .

Um die Ergebnisse vergleichen zu können wurde der Nachweis auf Kraftebene ebenfalls für Dübel D der Dübelleiste 4 geführt. Eingangparameter für die Wöhlerlinie war hier die Schubkraftschwingbreite im Dübel. Sie betrug in diesem Fall  $\Delta P_{z,Dübel,D,DLA} = 39 \text{ kN}$ , woraus sich

eine ertragbare Anriss-Schwingspielzahl von  $N \approx 6,0E + 9$  ergab. Ein Wert welcher um etwa  $10^3$  größer war als jener bei der Ermittlung mit Spannungsschwingbreiten.

Auch wenn diese Streuung gravierend war, konnte dennoch mit beiden Methoden gezeigt werden, dass die Schwingspielzahl bis zum Anriss ausreichend groß war. Die Ergebnisse waren als Anhaltswerte und zur Abschätzung der Ermüdung zufriedenstellend.

## 6.2 Ausblick

Diese Arbeit bildet den Grundstein für die Anwendung der SCSC-Plattenbrücken. Bei vielen behandelten Themen wurde bisher nur an der Oberfläche gekratzt und versucht eine Richtung vorzugeben. In weiterer Folge wäre es lohnenswert an diesen Themen weiterzuforschen und mehr ins Detail zu gehen. Beispielsweise lässt es sich nicht einfach sagen, welche der untersuchten Varianten aus den Parameterstudien besser oder schlechter ist. Jeder Plattentyp hat seine Vor- und Nachteile. Es konnten jedoch erste Aussagen getroffen werden, wo anzusetzen ist und an welchen Schrauben man drehen kann. Nachfolgend werden Empfehlungen gegeben woran aus derzeitiger Sicht, in Zukunft angeknüpft werden sollte.

Der nächste logische Schritt ist die genaue Untersuchung des Verhalten der Platte in Querrichtung. Ausgehend von den gewonnenen Erkenntnissen könnte das erwähnte Fachwerkmodell herangezogen werden um ein ingenieurmäßiges Modell für das Tragverhalten der Platte in Querrichtung zu entwickeln. In diesem Zusammenhang wird es als sinnvoll erachtet die Austeilung der Dübelleisten genauer zu untersuchen. Offene Fragestellungen dazu sind:

- Inwieweit lässt sich das Tragverhalten durch geringere Achsabstände der Dübelleisten verbessern?
- Ist die äquidistante Austeilung der Dübelleisten die beste Lösung für die Plattenbrücke?
- Würde sich die Anordnung mit eng benachbarten Dübelleistenpaaren, wie sie in den Untersuchungen von Steurer [28] vorkommen, besser eignen?

Um das Tragverhalten in Querrichtung zu verbessern wäre es zudem eine Option, in den auf Zug beanspruchten Betondübeln in Feldmitte, Bewehrungseisen vorzusehen. Wobei sich die Fragen aufwerfen, wie diese Aussehen könnten und in welchem Maß sich dadurch Verbesserungen ergeben.

In den Untersuchungen zum Verhalten der Platte in Querrichtung war zu erkennen, dass dieses mit dem Verhalten in Längsrichtung korreliert. Hier herrscht Forschungsbedarf, wobei auch weiterführend in diesem Zusammenhang die Spannweitenbereiche der SCSC-Plattenbrücke untersucht werden könnten. Das ausgewiesene Ziel sind Spannweiten bis etwa 8 m. Hierfür wird eine Anpassung der Geometrie notwendig sein. Zudem sind genaue Untersuchungen zur Ermüdung erforderlich. Die Nachweise in dieser Arbeit sind ausreichend für die Abschätzung des Ermüdungsverhalten, können aber keine genaue Untersuchung ersetzen.

Neben der Ermüdung sollten obendrein, die in dieser Arbeit festgelegten Vereinfachungen betrachtet werden. Dabei ist der Einfluss von Einwirkungen wie etwa Anfahren, Bremsen, Entgleisung und Temperatur zu untersuchen. Anschließend könnten durch dynamische Berechnungen die Anwendungsgrenzen der SCSC-Plattenbrücke weiter ausgedehnt werden.

In Bezug auf die Ausbildung der Randdübelleiste ist zu sagen, dass beide Varianten welche in der Parameterstudie untersucht wurden angewendet werden können. Mit einer größeren Anzahl

an Simulationsergebnissen und einem Modell das ohne numerischen Fehlern auskommt ließen sich bessere Aussagen zu Typ A treffen. Auch eine andere Modellierung der Schweißnaht im FE-Programm und/oder eine Anpassung der Schweißnahtdicke wären möglich um das Verhalten zu verbessern.

Aufgrund der geringen Beanspruchung der Randdübelreihe des Typ B ist zudem zu hinterfragen ob eine Dübelreihe im Randbereich überhaupt notwendig ist. In weiterer Folge sollte untersucht werden ob mit einem vollen Blech ein Auslangen gefunden werden kann.

# Literaturverzeichnis

- [1] *ABAQUS/CAE 2019*. Abaqus 3DEXPERIENCE R2019x. Dassault Systèmes, 2019.
- [2] AG der Dillinger Hüttenwerke. *Unlegierte Baustähle*. 2020. URL: <https://www.dillinger.de/d/de/produkte/grobblechprodukte/unlegiert> (Zugriff am 19.09.2020).
- [3] T. Block, H. Eggert und W. Kauschke. *Lager im Bauwesen*. 3. Aufl. Bochum/Berlin/Haan: Wilhelm Ernst und Sohn, 2013. ISBN: 978-3-433-02921-3.
- [4] *Brücke über den Schmittbach - Statische Berechnung (Ergänzung zur „Regelplanung 2014“)*. Regelwerk. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2017. 48 S.
- [5] P. Enzinger. „Grobblechbrücke über den Schmittbach“. In: ÖBB-Brückenbaubesprechung (13.–14. Sep. 2017). Linz, Österreich, 2017.
- [6] Fachbereich Brückenbau, ÖBB Infrastruktur AG - SAE. Persönliche Kommunikation.
- [7] J. Fink und S. Kuss. *Regelstatik für ÖBB-Trogbrücken mit Stützweiten von 10,0-20,0 m*. Regelwerk. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2008. 289 S.
- [8] M. Fischer. „Grobblechdurchlässe -Regelplanung“. In: ÖBB-Brückenbaubesprechung (24.–25. Juni 2015). Graz, Österreich, 2015.
- [9] P. Herrmann. „Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung einer neuartigen Sandwichverbundplatte (SCSC-Platte) als Fahrbahndeck für Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2013.
- [10] *ÖNORM B 1991-2:2018 08 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2018.
- [11] *ÖNORM B 1993-2:2008 03 01: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, März 2008.
- [12] *ÖNORM B 4022:2012 08 01: Brückenlager - Anforderungen an das Bauwerk, den Lager einbau, die Lagerauswechslung und die Fachkraft für Lager*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2012.
- [13] *ÖNORM EN 10079:2007 08 01: Begriffsbestimmungen für Stahlerzeugnisse*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2007.
- [14] *ÖNORM EN 1337: Lager im Bauwesen - alle Teile*. Wien: Austrian Standards.
- [15] *ÖNORM EN 1990:2013 03 15: Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [16] *ÖNORM EN 1990/A1:2013 03 15: Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Änderung 1: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [17] *ÖNORM EN 1991-1-1:2011 09 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2011.

- [18] ÖNORM EN 1991-2:2012 03 01: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2012.
- [19] ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2015.
- [20] ÖNORM EN 1993-1-1:2014 10 15: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Okt. 2014.
- [21] ÖNORM EN 1993-1-10:2010 08 15: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2010.
- [22] ÖNORM EN 1993-1-9:2013 04 01: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Apr. 2013.
- [23] ÖNORM EN 1993-2:2010 08 15: *Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2010.
- [24] *Regelplanung Grobblechbrücken*. Regelwerk. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2015. 479 S.
- [25] *Regelwerk 01.05 - Streckenquerschnitte*. Regelwerk. ÖBB-Infrastruktur AG, 2020. 60 S.
- [26] *Regelwerk 08.01 - Eisenbahnbrücken und konstruktive Ingenieurbauwerke*. Regelwerk. ÖBB-Infrastruktur AG, 2019. 45 S.
- [27] *Regelwerk 08.01.04 - Dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. Regelwerk. ÖBB-Infrastruktur AG, 2011. 67 S.
- [28] M. Steurer und J. Fink. *Weiterführende Forschung zur neuartigen Sandwich Verbundplatte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken SCSC-Platte*. Ergebnisbericht. Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, 2017. 197 S.
- [29] P. Takács. „Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2018.
- [30] P. Takács und J. Fink. „Neuartige Sandwichfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken - Experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der Lochdübelreihe“. In: *Stahlbau* 88.6 (2019), S. 586–593. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.201900032>.
- [31] Top 500. *VSC-4 - ThinkSystem SD650, Xeon Platinum 8174 24C 3.1GHz, Intel Omni-Path*. 2020. URL: <https://www.top500.org/system/179697/> (Zugriff am 24.01.2021).
- [32] VSC – Vienna Scientific Cluster. *VSC-4 – most powerful supercomputer in Austria*. 2021. URL: <https://vsc.ac.at/systems/vsc-4/> (Zugriff am 06.03.2021).



## Abkürzungen

**BK** Betonkern

**CDP** Concrete Damage Plasticity

**DL** Dübelleiste

**FE-** Finite Elemente

**FLS** Grenzzustand der Ermüdung

**SCSC-** Steel-Concrete-Steel-Composite-

**SLS** Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

**ULS** Grenzzustand der Tragfähigkeit

**WIB** Walzträger in Beton

# Anhang A

## Auswertung des Anlagenverzeichnis der ÖBB

## **Auswertung des ÖBB Anlagenverzeichnis System (AVS) für die Ermittlung der Anzahl an Tragwerken bis 10 m Länge und offener Fahrbahn**

---

Das Anlagenverzeichnis der ÖBB ist eine Datenbank wo unter anderem Brückentragwerke enthalten sind, mit Attributen wie etwa Baujahr, Länge, Statisches System, Fahrbahnart, etc...

Mit Hilfe dieser Datenbank wurde die Anzahl der Brückentragwerke mit bis 10 m Länge und offener Fahrbahn ermittelt. Gesucht wurde hierfür in zwei Listen:

- ) Tragwerke Einfeldträger
- ) Tragwerke Durchlaufträger

Folgende Filter wurden für die Ermittlung gesetzt:

Tragwerke Einfeldträger:

- ) Status: "in Betrieb"
- ) Baustoff: Stahl
- ) Länge:  $\leq 10$  m
- ) Materialtyp: alles außer "massiv"
- ) Fahrbahnart: alles außer "Schotter"

→ **277 Datensätze**

Tragwerke Durchlaufträger:

- ) Status: "in Betrieb"
- ) Länge:  $\leq 10$  m
- ) Materialtyp: Stahl
- ) Fahrbahnart: alles außer "Schotter"

→ **3 Datensätze**

## Anhang B

### Berechnung des Eigengewichts der Platte

**Berechnung des Eigengewichts der Platte  
Modell Typ1A**

Part	ABAQUS - Werte		Parts pro Platte [Stk.]	Masse Summe Part [t]
	Volumen [mm <sup>3</sup> ]	Masse [t]		
Abdeckblech	4432500	0,0348	1	0,0348
Betondübel - 5	9763097	0,0234	1	0,0234
Betondübel - RD	10941195	0,0263	1	0,0263
Betondübel doppelt	19526194	0,0469	4	0,1876
Betonkern	163115008	0,3910	5	1,9550
Bodenblech	84271872	0,6620	1	0,6620
Dübelleiste 10mm	3114402,75	0,0244	1	0,0244
Dübelleiste 20mm	6228806	0,0489	5	0,2445
Deckblech	84271872	0,6620	1	0,6620
Endplatte	12905000	0,1010	1	0,1010

Summe Massen                    3,9210                    [t]  
 $\cong$     39,21                    [kN]

Belastungsfläche Deckblech:                    A =                    5618124,8                    [mm<sup>2</sup>]                    ...  $V_{\text{Deckblech}}/t_{\text{Deckblech}}$   
 Belastungsfläche Endplatte:                    A =                    44500                    [mm<sup>2</sup>]                    ...  $V_{\text{Endplatte}}/h_{\text{Endplatte}}$   
**Belastungsfläche gesamt:**                    **A =                    5662624,8                    [mm<sup>2</sup>]**

**$g_{k,\text{Eigengewicht}} = 0,00692$  [N/mm<sup>2</sup>]**  
 **$g_{d,\text{Eigengewicht}} = 0,00934$  [N/mm<sup>2</sup>]**                    ...  $g_{k,\text{Eigengewicht}} * \gamma_G$

**+ Ausbaulast:**     **$g_{d,\text{Ausbaulast}} = 0,01532$  [N/mm<sup>2</sup>]**                    ... Ermittelt in 5.3.2

**Summe  $g_d$ :**    **0,02466 [N/mm<sup>2</sup>]**