

Diploma Thesis

Longitudinal load transfer of the SCSC-Plate

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

Diplomarbeit

Längstragwirkung der SCSC-Platte

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

von

Axel Hestmann, Bsc
Matr. Nr.:01426374

Tim Hasenbichler, Bsc
Matr. Nr.:01525101

unter der Anleitung von

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

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

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E212-01, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Oktober 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.

Kurzfassung

Die SCSC-Platte (steel-concrete-steel-composite) stellt eine Fahrbahnplatte mit einer geringen Bauhöhe für Trogbrückenkonstruktion dar. Die bisherigen Forschungen befassten sich sehr stark mit der Herstellung der SCSC-Platte und der Quertragwirkung der Plattenkonstruktion. Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Längstragwirkung der SCSC-Platte, die als Untergurtkonstruktion einer Trogbrücke eingesetzt wird. Das Ziel der Arbeit ist es, den Tragmechanismus in Längsrichtung zu erörtern und unterschiedliche Ausführungsvarianten der Sandwichplatte miteinander zu vergleichen.

Um den dabei entstehenden Berechnungsaufwand auf ein akzeptables Maß zu reduzieren, ist es notwendig, ein Ersatzmodell zu entwickeln. Für das Ersatzmodell werden in Querrichtung ein Einheitselement der Konstruktion gewählt. In Längsrichtung kann die Symmetrieebene in Feldmitte ausgenutzt werden.

Die Untersuchungen der Längstragwirkung werden mit dem Finite-Elemente Programm *ABAQUS/CAE* [3] durchgeführt. Dabei werden acht Ausführungsvarianten untersucht, die sich durch den Dübelleistenabstand und das Vorhandensein von Bewehrung oder Kopfbolzendübel unterscheiden. Die Grundlage der Einwirkungen bilden das Eigengewicht, die Ausbaulast und das Lastmodell 71.

Ein wesentliches Kriterium für die Analyse der Längstragwirkung stellt das Betonversagen dar. Dabei kann festgestellt werden, dass es bei den Betondübeln, die die Schwachstelle der SCSC-Platte darstellen, bei allen Varianten zum Versagen kommt (ausgenommen von Variante 4). Lediglich das Einwirkungs-niveau, bei dem das Versagen eintritt, verändert sich bei den jeweiligen Varianten. Speziell bei den Varianten mit Bewehrung kann das Versagen wesentlich hinausgezögert werden. Zusätzlich kann festgestellt werden, dass bei diesen Varianten das Versagen wesentlich gleichmäßiger eintritt. Bei der Variante 4 kommt es zu keinem Versagen, da hier die Betonkerne voneinander entkoppelt sind.

Eine weitere wichtige Kenngröße stellt die Biegesteifigkeit in Längsrichtung dar. Dafür wird der Momentenverlauf der unterschiedlichen Varianten für vier verschiedene Einwirkungs-niveaus ausgewertet. Somit kann festgestellt werden, wie sich die Biegesteifigkeit mit anwachsendem Betonversagen verhält. Bei den unbewehrten Varianten können nur geringe Unterschiede festgestellt werden, da es bereits sehr früh zum Betonversagen kommt. Bei den Varianten mit Bewehrung kann ein kontinuierliches Abnehmen der Biegesteifigkeit mit ansteigendem Einwirkungs-niveau festgestellt werden. Dies ist bei Variante 3 mit den Kopfbolzendübel ebenfalls zu beobachten. Lediglich bei Variante 4 wird ein annähernd konstanter Biegesteifigkeitsverlauf ermittelt, da die Betonkerne voneinander entkoppelt sind. Generell kann das beste Tragverhalten in Längsrichtung für jene Variante mit einem Dübelleistenabstand von 900/100 mm und einem Einzelstab, mit einem Durchmesser von 20 mm an der Unterseite der Löcher der Dübelleisten, ermittelt 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 SCSC (steel-concrete-steel-composite) plate was developed to be a low-height deck plate for trough bridge construction. Previous research has mainly focused on the fabrication of the SCSC plate and the transversal bearing effect of the plate structure. This master thesis, however, concentrates on the longitudinal bearing behaviour of the SCSC plate when used as the bottom web structure of a trough bridge. The aim of this paper is to discuss the longitudinal bearing mechanism and to compare different design variants of the sandwich plate.

For this purpose, it is necessary to develop a substitute model aiming at reducing the calculation efforts to an acceptable level. For the substitute model, a unit element of the structure is selected in the transverse direction. In the longitudinal direction, the symmetry plane in the center of the field can be used.

The analysis of the longitudinal bearing mechanism is executed with the finite element program ABAQUS/CAE [3]. Eight design variants are investigated, which vary in longitudinal shear connector spacing and presence of reinforcement or headed shear studs. The load is based on the dead load, the additional load and the load model 71.

An important criteria for the analysis of the longitudinal load-bearing capacity is concrete failure. It is found that the concrete dowels, which are considered to be the weak point of the SCSC slab, fail in all variants (except from variant 4). Only the load level at which failure occurs differ for the variants, respectively. Especially in the case of the variants with reinforcement, failure could be significantly protracted. In addition, it is found that failure is much more consistently with these variants. In variant 4, no failure occurs because the concrete cores are decoupled from each other.

Another important parameter is the bending stiffness in the longitudinal direction. For this purpose, the bending moment curves of the different variants are evaluated at four different load levels. It is therefore possible to determine how the bending stiffness behaves with increasing concrete failure. For the unreinforced variants, only minor differences are found, since concrete failure occurs very early. For those variants with reinforcement, a continuous decrease of the bending stiffness with increasing load level can be observed. This is also the case for variant 3 with the headed shear studs. Only for variant 4 an approximately constant bending stiffness curve is obtained, since the concrete cores are decoupled from each other. In general, the best load-bearing behavior in the longitudinal direction is obtained for the variant with a longitudinal shear connector spacing of 900/100 mm and a single bar, with a diameter of 20 mm at the bottom of the holes of the dowel bars.

Aufteilung der Arbeit

Die Arbeit wurde in Zusammenarbeit von Herrn Hasenbichler und Herrn Hestmann verfasst. Es wurde separat an dem Forschungsprojekt begonnen zu arbeiten. Während Hasenbichler mit der Forschung an einem $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ -Modell begonnen hat und die Modellierung der Bewehrung untersucht hat, wurde von Hestmann mit der Modellierung eines Versuchskörpers für die Längstragwirkung der SCSC-Platte begonnen. Zu einem späteren Zeitpunkt wurde ersichtlich, dass der Arbeitsumfang der eigentlichen Fragestellung für eine einzelne Person zu umfangreich werden würde. Das bis zu diesem Zeitpunkt gesammelte Wissen wurde zusammengefasst und es wurde gemeinsam an dem Thema weitergearbeitet. Alle weiteren Entscheidungen für den Verlauf der Arbeit wurden gemeinsam beschlossen und Lösungen für Probleme wurden gemeinsam ausgearbeitet.

Die Verfassung der einzelnen Kapitel wurde folgendermaßen aufgeteilt:
(Hasenbichler/Hestmann)

Kurzfassung: (100%/0%)

Abstract: (0%/100%)

Kapitel 1: (0%/100%)

Kapitel 2: (30%/70%)

Kapitel 3: (30%/70%)

Kapitel 4: (60%/40%)

Kapitel 5: (50%/50%)

Kapitel 6: (80%/20%)

Kapitel 7: (20%/80%)

Kapitel 8: (100%/0%)

Anhang A: (50%/50%)

Anhang B: (50%/50%)

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Erläuterung der Problemstellung	10
1.2	Aufbau der Arbeit	12
1.3	Zielsetzung	12
2	Grundlagen	14
2.1	Konstruktion der klassischen SCSC-Platte	14
2.2	Tragmechanismus der SCSC-Platte in Querrichtung der Trogbrücke	15
2.3	Tragmechanismus der SCSC-Platte in Längsrichtung der Trogbrücke	17
3	Modellfindung für die numerischen Untersuchungen	19
3.1	FE-Modell der Trogbrücke	19
3.2	Ersatzmodell – Variante 1	21
3.3	Ersatzmodell – Variante 2	22
3.4	Lastfälle und Zustandsgrößen der Trogbrücke in RFEM	24
4	Finite-Elemente Modellierung	29
4.1	Allgemeine Beschreibung der Modelle	29
4.2	Varianten der SCSC-Platte	35
4.2.1	Variante 1a der SCSC-Platte	37
4.2.2	Variante 1b der SCSC-Platte	38
4.2.3	Variante 1c der SCSC-Platte	39
4.2.4	Variante 2a der SCSC-Platte	40
4.2.5	Variante 2b der SCSC-Platte	40
4.2.6	Variante 2c der SCSC-Platte	40
4.2.7	Variante 3 der SCSC-Platte	42
4.2.8	Variante 4 der SCSC-Platte	43
4.3	Modellierung der Bewehrung	45
4.4	Materialmodelle	51
4.4.1	Materialgesetz für Stahl (CMP)	52
4.4.2	Materialkennwerte für Baustahl S355 (CMP)	52
4.4.3	Materialkennwerte für Bewehrungsstahl (CMP)	53
4.4.4	Materialkennwerte für Federstahl 1.1200 (LEB)	53
4.4.5	Materialgesetz für Beton (CDP)	54
4.4.6	Materialkennwerte für Beton C40/50 (CDP)	56
4.5	Einwirkungen und Lagerungsbedingungen	59
4.5.1	Lagerungsbedingungen des SCSC-Plattenstreifens	59
4.5.2	Einwirkungen auf den SCSC-Plattenstreifen	60
4.5.3	Aufbringen der Einwirkungen	67
4.6	Quasi-statische Analyse	69
4.7	Erstellung des FE-Netzes	71

5	Ergebnisse der Finite-Elemente Berechnung	75
5.1	Einleitung	75
5.2	Variante 1a	76
5.2.1	Spannungen im Beton	76
5.2.2	Schädigung des Betons	78
5.3	Variante 1b	80
5.3.1	Spannungen im Beton	80
5.3.2	Spannungen im Bewehrungskorb	82
5.3.3	Schädigung des Betons	83
5.4	Variante 1c	85
5.4.1	Spannungen im Beton	85
5.4.2	Spannungen im Einzelstab	88
5.4.3	Spannungen im Deck-,Bodenblech und Dübelleisten	89
5.4.4	Schädigung des Betons	95
5.5	Variante 2a	97
5.5.1	Spannungen im Beton	98
5.5.2	Schädigung des Betons	98
5.6	Variante 2b	102
5.6.1	Spannungen im Beton	102
5.6.2	Spannungen im Bewehrungskorb	104
5.6.3	Schädigung des Betons	104
5.7	Variante 2c	106
5.7.1	Spannungen im Beton	106
5.7.2	Spannungen im Einzelstab	108
5.7.3	Schädigung des Betons	108
5.8	Variante 3	111
5.8.1	Spannungen im Beton	111
5.8.2	Spannungen in den Kopfbolzendübel	113
5.8.3	Schädigung des Betons	113
5.9	Variante 4	116
5.9.1	Spannungen im Beton	116
5.9.2	Spannungen in den Kopfbolzendübel	118
5.9.3	Schädigung des Betons	118
6	Ermittlung der Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Längsrichtung	119
6.1	Einleitung	119
6.2	Erläuterung der Berechnung anhand der Variante 1a	121
6.3	Auswertung der Varianten der SCSC-Platte	123
6.3.1	Gegenüberstellung unbewehrt/bewehrter SCSC-Plattenstreifen	128
6.3.2	Gegenüberstellung unbewehrtem/mit Kopfbolzendübel verstärktem SCSC-Plattenstreifen	129
6.4	Spezielle Auswertungen der Biegesteifigkeit für die Variante 1c	130
7	Erkenntnisse und Diskussion konstruktiver Details	139
7.1	Erkenntnisse der Untersuchungen zur Längstragwirkung	139
7.2	Diskussion konstruktiver Details	139
7.2.1	Entkoppelung der Betonkerne	139
7.2.2	Längsbewehrung	140
7.2.3	Sollrisstellen im Betonkern	141

8 Zusammenfassung und Ausblick	143
8.1 Zusammenfassung	143
8.2 Ausblick	144
Anhang	iii
A.1 Auswertung der Momentenverläufe aus ABAQUS	iv
A.2 Krümmungsverläufe zufolge Verschiebung u_z	xv
A.3 Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Varianten	xvii
B.1 Excel-Tabelle zur Berechnung der Stahlspannungen der Trogbrücke nach Balken- theorie I. Ordnung	lxiii

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Erläuterung der Problemstellung

Alte Eisenbahnbrücken wurden vorwiegend mit offenen Fahrbahnen hergestellt. Dabei sind die Eisenbahnschwellen oft direkt an der tragenden Stahlkonstruktion befestigt. Dadurch ergibt sich bei diesen alten Bestandsbrücken eine sehr geringe Bauhöhe. Ein Schotterbett zwischen Stahlkonstruktion und Schwellen entsprach zu dieser Zeit nicht dem Stand der Technik. Da diese Brücken zunehmend ihre Lebensdauer erreichen, müssen sie ausgetauscht werden. Bei neuen Eisenbahnbrücken hingegen, kann keine offene Bauweise gewählt werden und es wird in der Regel ein Schotterbett von etwa $0,55\text{ m}$ eingeplant. Grund dafür ist hauptsächlich der zu gewährleistende Lärmschutz. Aus diesem Grund würde sich bei Verwendung der selben Konstruktionsweise zusätzlich mit dem Schotterbett eine viel größere Bauhöhe ergeben. Da in den meisten Fällen die Unterkante der Brückenkonstruktion nicht tiefer gesetzt werden kann, hat dies eine unmittelbare Erhöhung der Schienenoberkante zur Folge. Ein Vergleich der Bauhöhe von unterschiedlichen Brückenkonstruktionen ist in Abbildung 1.1 dargestellt [9].

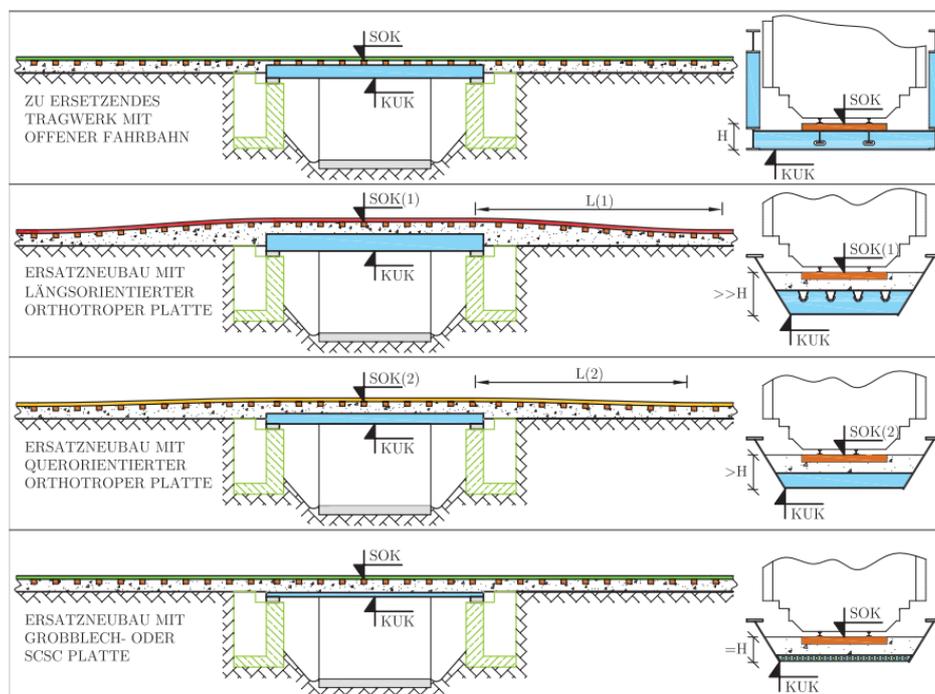


Abb. 1.1: Vergleich der Bauhöhe der unterschiedlichen Brückenkonstruktionen [9]

Eine Erhöhung der Schienengradiente sollte möglichst vermieden werden, da dies mit einem Mehraufwand im Bereich vor und hinter der Brücke verbunden ist. Dieser Bereich ist in Abbildung 1.1 mit L(1) und L(2) dargestellt. Die Schienen müssen über eine gewisse Länge vor der Brücke auf das erforderliche Niveau gebracht werden. Hinzu kommt, dass bei Eisenbahnstrecken die maximale Steigung sehr begrenzt ist, was den Einflussbereich der Brücke äußerst lange machen kann. Gerade bei sehr kurzen Eisenbahnbrücken kann dieser Mehraufwand im Vorbereich der Brücke einen erheblichen Einfluss auf die Gesamtkosten haben [9].

Aus diesem Grund werden bei der Herstellung von Ersatzneubauten mit Schotteroberbau, welche die alten Brückentragwerke mit offener Fahrbahn ersetzen sollen, Konstruktionen mit geringer Bauhöhe benötigt. Das *Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau* der *TU Wien* hat für solche Neubauten bereits eine Trogbücke mit einer Grobblechplatte als Untergurt entwickelt (siehe Abbildung 1.2, linke Seite). Das Ziel hierbei ist es, das Fahrbahndeck möglichst schlank auszuführen. Der Untergurt wird mit einer Dicke von 120 mm ausgeführt und stellt somit eine Bauart mit einer stark minimierten Bauhöhe dar. Dieser Querschnitt erfüllt zwar die Kriterien bezüglich der geringen Bauhöhe, jedoch bringt er auch einige Nachteile mit sich. Zum einen gibt es eine begrenzte Verfügbarkeit von dicken Grobblechen aufgrund niedriger Bestelltonage. Zum anderen ist die Herstellung der Schweißstöße technologisch sehr anspruchsvoll und die verwendete Stahlmenge ist sehr groß im Verhältnis zur Brückengröße [22]. Um die Nachteile bestmöglich zu minimieren wird nach einer neuen Variante dieser Trogbücke geforscht. Eine Lösung für diese Probleme, an denen derzeit gearbeitet wird, stellt die Verwendung der sogenannten SCSC-Platte (steel-concrete-steel-composite) als Fahrbahnkonstruktion dar. In Abbildung 1.2 sind die beiden Varianten der Trogbücke gegenübergestellt.

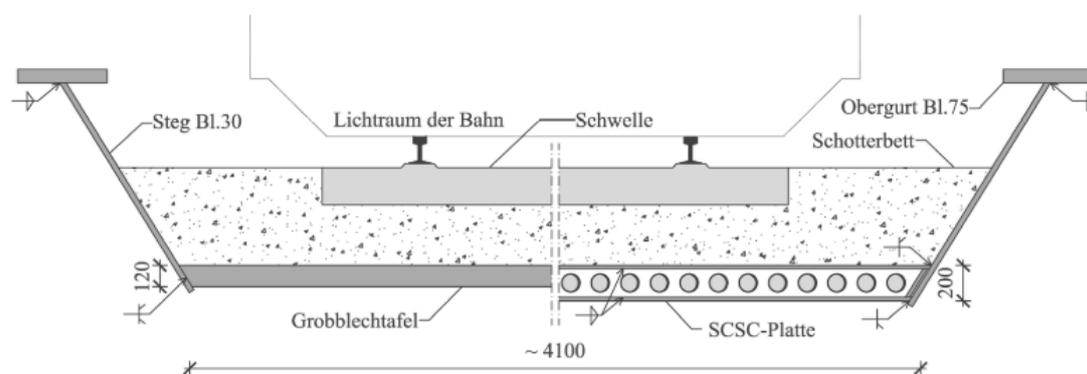


Abb. 1.2: Gegenüberstellung der beiden Trogbückenquerschnitte: links das Fahrbahndeck mit dem 120 mm dicken Grobblech; rechts das Fahrbahndeck mit der 200 mm dicken SCSC-Platte [27]

An dieser neu entwickelten Fahrbahnkonstruktion wurden bereits umfangreiche Untersuchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit von *Herrmann* [9] und *Steurer* [22] in Haupttragrichtung der Platte durchgeführt. Die Haupttragrichtung der SCSC-Platte entspricht der Quertragrichtung in der Trogbücke. Desweiteren wurde das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte in Quertragrichtung von *Takács* [27] untersucht. Da der Plattenquerschnitt aufgrund der Verformung durch die Hauptträger eine Längsbeanspruchung erfährt und auch in Längsrichtung mitwirkt, wird in dieser Arbeit im Speziellen auf diesen Tragmechanismus eingegangen. Dafür muss zuerst ein entsprechendes Ersatzmodell für die Trogbücke gefunden und in weiterer Folge mit Hilfe eines *Finite Elemente Programms* untersucht werden.

1.2 Aufbau der Arbeit

Kapitel 2 stellt einen Überblick zu vorausgehenden Forschungsarbeiten dar. Es werden die Bauteilkomponenten und Konstruktionsschritte der SCSC-Platte genauer beschrieben. Die dargestellte Variante mit einem äquidistanten Dübelleistenabstand von 500 mm und einem unbewehrten Betonkern wird in dieser Arbeit in weiterer Folge als Variante 1a bezeichnet. Weiters wird der Tragmechanismus der SCSC-Platte in Quer- und Längsrichtung der Trogbrücke dargestellt.

Kapitel 3 befasst sich mit der Suche nach dem passenden Modell für die FE-Untersuchung in *ABAQUS/CAE* [3]. Hierbei wurde nur ein gewisser Teilausschnitt der Platte gewählt, um die Rechenzeit möglichst zu verkürzen. Es werden Schnittgrößen am Gesamtmodell der Trogbrücke in *Dlubal RFEM* [7] betrachtet und somit die kritischen Stellen der SCSC-Platte gewählt.

Kapitel 4 befasst sich hauptsächlich mit der Modellierung der verschiedenen Varianten in *ABAQUS/CAE* [3]. Die Geometrien, Kontaktdefinitionen, Modellierung von Bewehrung, Materialmodelle, gewählte Berechnungsdauer und das FE-Netz werden in diesem Kapitel genau beschrieben. Zusätzlich dazu wird die Wahl der Einwirkungen und die Lasteinwirkung auf das *ABAQUS*-Modell dargestellt.

Kapitel 5 gibt einen Überblick über die Spannungen und Schädigungen im Beton zu den unterschiedlichen Berechnungszeitpunkten. Dabei werden Zeitpunkte gewählt, bei denen sich der Zustand im Beton maßgebend verändert. Für die Variante 2 wird eine Untersuchung durchgeführt, ob es einen Einfluss hat, wenn die erste Dübelleiste über dem Endquerträger im Auflagerbereich oben oder unten angeschweißt ist. Weiters wird für die jeweiligen Varianten die Spannungen in der Bewehrung und in den Kopfbolzendübeln dargestellt. Für die Variante 1c werden zusätzlich die Spannungen in dem Deck- und Bodenblech sowie in der Dübelleiste analysiert.

Kapitel 6 stellt ein Berechnungsverfahren zur groben Abschätzung der Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Längsrichtung dar. Darauf folgend werden einige ausgewählte Momentenverläufe dargestellt und interpretiert. Zudem werden die Biegesteifigkeiten aller Varianten bei den gleichen vier Einwirkungsstufen berechnet und miteinander verglichen. Für die Variante 1c wird eine zusätzliche Auswertung durchgeführt, um die Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der Plattenachse in Längsrichtung zu untersuchen. Die Darstellung aller ausgewerteten Momentenverläufe und Momenten-Krümmungs-Beziehungen erfolgt im Anhang A.

Kapitel 7 bietet eine Darstellung von drei konstruktiven Überlegungen der SCSC-Platte, die auf Grundlage der Erkenntnisse aus den Berechnungsergebnisse entwickelt wurden.

Kapitel 8 beinhaltet eine Zusammenfassung zu den erreichten Ergebnissen und es wird ein Ausblick für zukünftige Forschungsarbeiten gegeben.

1.3 Zielsetzung

Das Ziel ist es, ein Ersatzmodell in einem FE-Programm zu entwickeln, das die Trogbrücke in Längsrichtung realitätsnah abbildet, jedoch gleichzeitig nicht zu rechenintensiv ist. Mit diesem Modell sollen Erkenntnisse bezüglich der Längstragwirkung ausgearbeitet werden. Sowohl Versagensszenarien, als auch Abschätzung der Steifigkeiten spielen dabei eine wichtige Rolle. Um dieses Ziel zu erreichen, muss zuerst iterativ ein Ersatzmodell entwickelt werden. Dabei ist es wichtig herauszufinden, welche Geometrie notwendig ist, um die genannten Ziele zu erreichen.

Das Ersatzsystem sollte so klein wie möglich gewählt werden, damit der Berechnungsaufwand nicht zu groß wird. Jedoch aber nicht zu klein, damit die anzusetzenden Randbedingungen nicht zu kompliziert werden. Die meisten Schnittgrößen sind vor Beginn der Untersuchungen noch nicht bekannt, wodurch die Wahl des Ersatzsystemes stark eingeschränkt wird. Es ist jedoch sinnvoll, bei der Suche nach einem Ersatzsystem mehr Zeit zu investieren, da mit einem passendem System beliebig viele Ausführungsvarianten der SCSC-Platte zeitoptimiert untersucht werden können.

Ein weiterer Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit ist es, die festgelegte Geometrie in *ABAQUS/CAE* [3] zu modellieren, die Einwirkungen zu definieren und Berechnungen durchzuführen. Für die erhaltenen Ergebnisse werden in weiterer Folge die Versagensszenarien im Beton untersucht und die Biegesteifigkeiten abgeschätzt.

Der negative Einfluss der Längstragwirkung auf die Quertragrichtung der Trogbrücke war bereits bekannt. Aus diesem Grund werden mehrere Ausführungsvarianten der SCSC-Platte untersucht, um eine Lösung zu finden, bei der dieser Einfluss möglichst minimiert wird. Die vorliegende Arbeit soll einen umfassenden Überblick über die Einflüsse der Spannungen aus der Längstragwirkung auf die SCSC-Platte geben. Diese müssen bei weiteren Untersuchungen zur Quertragrichtung berücksichtigt werden.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 Konstruktion der klassischen SCSC-Platte

Die SCSC-Platte besteht im Wesentlichen aus einem Deck- und einem Bodenblech. In Abbildung 2.1 ist das Deckblech grün und das Bodenblech blau dargestellt. Die beiden Bleche sind für den Großteil der Steifigkeitswerte der Platte verantwortlich. Damit sich ein möglichst großes Biegemoment ergibt, müssen das Deck- und Bodenblech in einem gewissen Abstand zueinander liegen. Dies wird durch die Dübelleisten, welche äquidistant und wechselweise am Deck- und Bodenblech angeschweißt werden, gewährleistet. Damit die Steiner-Anteil der beiden Bleche aktiviert werden können und somit die Biegesteifigkeit der Platte maximiert wird, müssen die beiden Bleche Schubstarr miteinander verbunden sein. Dies wäre dadurch zu erreichen, indem die Dübelleisten jeweils am Deck- und Bodenblech angeschweißt werden. Aufgrund der zu geringen Höhe der Platte und der mangelnden Zugänglichkeit der Schweißnähte ist dies nicht umsetzbar. Aus diesem Grund wurde ein Konzept entwickelt, bei dem der Schubverbund über eine gemeinsame Wirkung der wechselweise oben und unten angeschweißten Dübelleisten und einer Betonverfüllung zwischen den Blechen gewährleistet wird [9]. Die Dübelleisten werden dabei mit runden Aussparungen hergestellt. Dadurch sind die einzelnen Kammern zwischen Deck- und Bodenblech miteinander verbunden und können in einem Arbeitsschritt ausbetoniert werden.

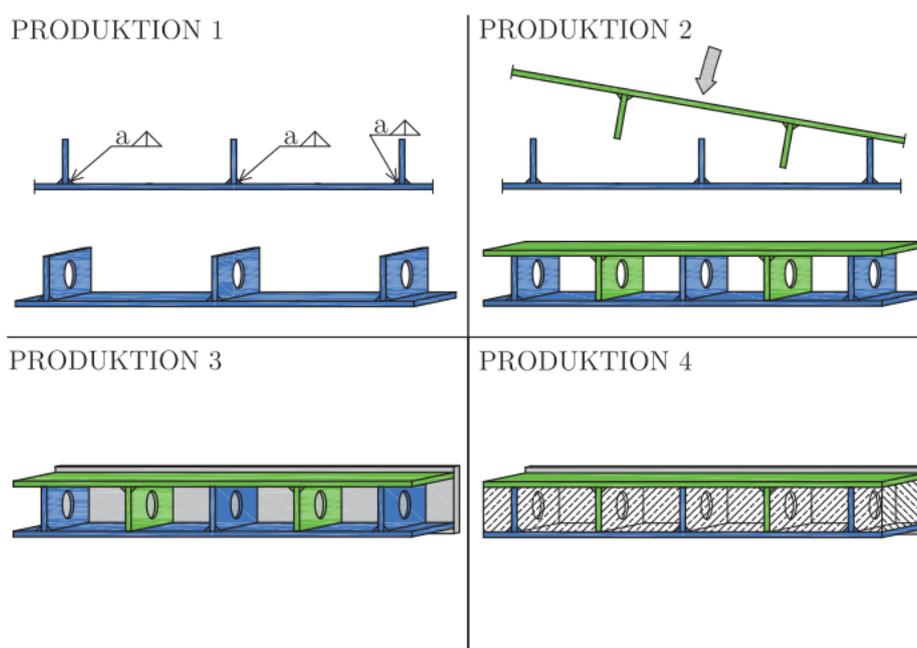


Abb. 2.1: Produktionsschritte der SCSC-Platte [9]

In Abbildung 2.1 sind die vier wesentlichen Arbeitsschritte der SCSC-Platte dargestellt. Im ersten Produktionsschritt werden die beiden Bleche mit der Innenfläche nach oben gerichtet und die Dübelleisten in einem Abstand von jeweils 1000 mm angeschweißt. Im zweiten Produktionsschritt wird das Deckblech auf das Bodenblech aufgelegt, wobei die Dübelleisten kammartig ineinander greifen und somit den Abstand zwischen den beiden Blechen gewährleisten. Dadurch ergibt sich ein regelmäßiger Abstand von 500 mm zwischen den Dübelleisten. Dies entspricht der Breite der einzelnen Betonkammern. Im dritten Produktionsschritt werden die beiden Bleche an den Rändern über Kopfbleche miteinander verbunden. Bei Verwendung der SCSC-Platte als Fahrbahndeck einer Trogbrücke entsprechen diese den beiden Randträger an den Längsrändern und jeweils ein Abschlussblech im Auflagerbereich der Brücke. Es ist darauf zu achten, dass ausreichend Betonieröffnungen für die nachträgliche Verfüllung der Hohlräume mit Beton eingeplant werden. Im vierten Arbeitsschritt wird der Hohlraum des Stahlkastenquerschnittes mit Beton verfüllt. Dabei ist auf eine ausreichende Verdichtung zu achten [9].

Die beschriebene Variante entspricht der unbewehrten Variante der SCSC-Platte mit einem äquidistanten Dübelleistenabstand von 500 mm . In weitere Folge wird in der vorliegenden Arbeit diese Ausführungsform als Variante 1a bezeichnet. Im Zuge der aktuell laufenden Forschungsarbeiten am *Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau* an der *TU Wien* wurde die etwaige Notwendigkeit von Längsbewehrung oder Kopfbolzendübeln erkannt. Die unterschiedlichen Varianten der SCSC-Platte werden in Kapitel 4.2 genauer beschrieben.

2.2 Tragmechanismus der SCSC-Platte in Querrichtung der Trogbrücke

Die schubfeste Verbindung zwischen Deck- und Bodenblech und somit die Aktivierung der Steiner-Anteile wird über die Verfüllung des Hohlraumes mit Beton gewährleistet. Die Dübelleisten werden mit ihren Lochdübeln einbetoniert und es bilden sich horizontal liegende Druckdiagonalen zwischen zwei benachbarten Dübelleisten. Diese sind in Abbildung 2.2 in rot dargestellt. Der Füllbeton ersetzt somit die nicht vorhandene Schweißnahtverbindung zwischen dem Deck- und Bodenblech. Dies ist möglich, da sich die Druckdiagonalen im Betonkern gegenseitig an den Löchern der Dübelleisten abstützen und somit kein Versatz zwischen Deck- und Bodenblech zugelassen wird [9].

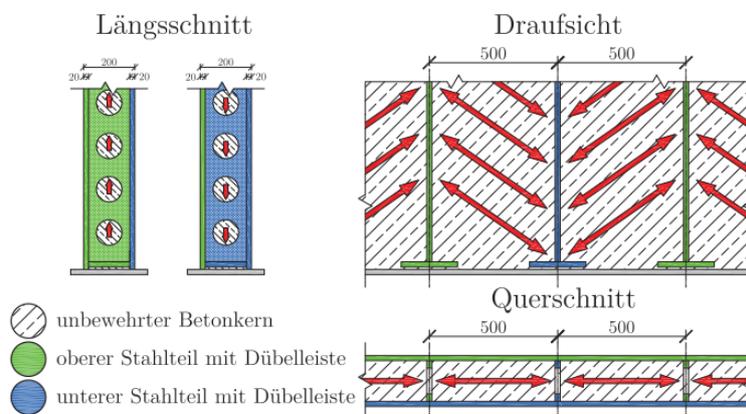


Abb. 2.2: Schubkraftübertragung in der SCSC-Platte [9]

Ein weiterer Vorteil der SCSC-Platte gegenüber gleich dicken Grobblechtafeln ist die bessere Ausnutzung des Stahlquerschnittes. In Abbildung 2.3 sind die elastischen Biegespannungsverläufe der beiden Platten gegenübergestellt. Um ein gleich großes aufnehmbares Biegemoment $M_{y,el,Rd}$ für die beiden Querschnitte zu erhalten, ist bei der SCSC-Platte ein h_{ges} von 158 mm erforderlich [9]. Die verwendete Stahlmenge hingegen ist bei der Grobblechtafel um ein Vielfaches größer. Dies ergibt sich aus der relativ großen Menge an Stahl in der Nähe der Schwerachse, welche nur gering ausgenutzt werden kann. In Abbildung 2.3 wird der Stahl in diesem Bereich als „tote“ Masse bezeichnet. Bei der SCSC-Platte kann für das selbe Biegemoment die Stahlmenge, aufgrund des größeren Hebelsarms, stark reduziert werden. Bei Betrachtung der beiden Querschnitte in Abbildung 2.3 kann bei der SCSC-Platte eine Einsparung der Stahlmenge von $(\frac{120-40}{120} \cdot 100 =)$ 67% gegenüber der Grobblechplatte erzielt werden. Bei diesem Massenvergleich ist jedoch die Stahlmenge der Dübelleisten der SCSC-Platte nicht berücksichtigt [9].

Die Berechnung von h_{ges} für den elastischen Grenzzustand wurde von Herrmann [9] durchgeführt und ergibt sich für eine Einheitsbreite des Plattenstreifen wie folgt:

$$M_{y,el,Rd} = \frac{120^2}{6} \cdot f_y, \quad (2.1)$$

$$M_{y,el,Rd} = \frac{(h_i + 20)}{(h_i + 40)} \cdot 20 \cdot (h_i + 20) \cdot f_y. \quad (2.2)$$

Die Ermittlung des elastischen Biegemomentes $M_{y,el,Rd}$ wird für das Grobblech nach Gleichung (2.1) und für den Zweipunktquerschnitt der SCSC-Platte nach Gleichung (2.2) bestimmt. Durch Gleichsetzen der beiden Gleichungen ergibt sich:

$$h_i = 118 \text{ mm} \text{ bzw. } h_{ges} = 158 \text{ mm}.$$

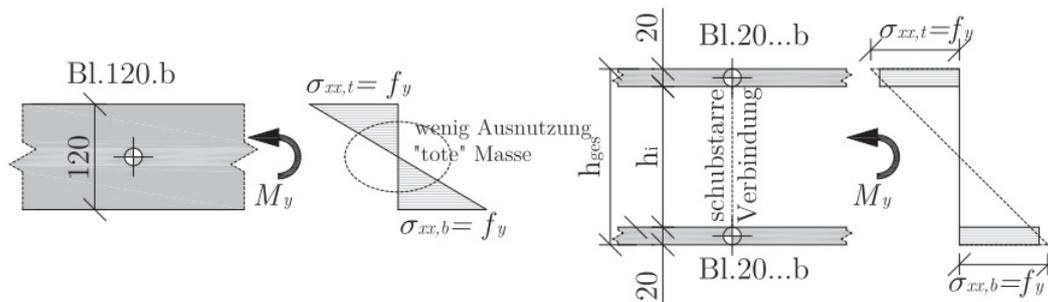


Abb. 2.3: Vergleich der elastischen Biegebeanspruchung [9]

Bei dem Vergleich der plastischen Biegespannungsverläufe in Abbildung 2.4 ergibt sich die selbe Schlussfolgerung. Hier kann zwar der Stahl in der Grobblechtafel voll ausgenutzt werden, jedoch besitzen die Fasern in der Nähe der Schwerachse nur einen sehr geringen Hebelsarm. Auch hier liefert die SCSC-Platte bei gleichem Biegemoment eine verringerte Stahlmenge. Die Ermittlung der notwendigen Plattenhöhe der SCSC-Platte wurde von Herrmann [9] ebenfalls im plastischen Grenzzustand durchgeführt:

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{120^2}{4} \cdot f_y, \quad (2.3)$$

$$M_{y,pl,Rd} = 20 \cdot (h_i + 20) \cdot f_y. \quad (2.4)$$

Die Ermittlung des plastischen Biegemomentes $M_{y,pl,Rd}$ wird für das Grobblech nach Gleichung (2.3) und für den Zweipunktquerschnitt der SCSC-Platte nach Gleichung (2.4) bestimmt. Durch Gleichsetzen der beiden Gleichungen ergibt sich:

$$h_i = 160 \text{ mm} \text{ bzw. } h_{ges} = 200 \text{ mm}.$$

Diese Berechnungen stellen eine Grundlage der Dimensionierung der SCSC-Platte da.

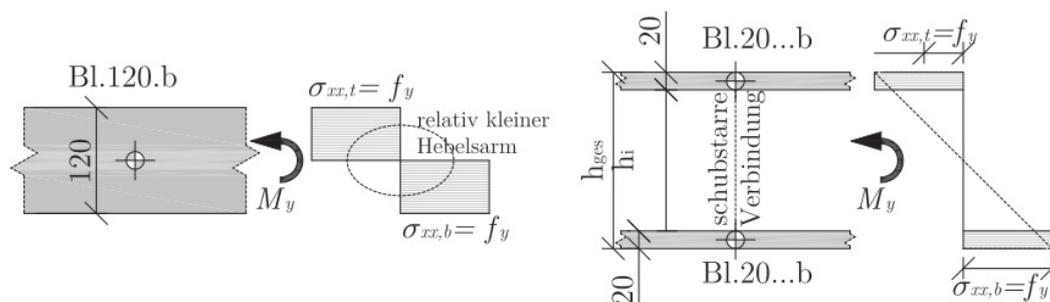


Abb. 2.4: Vergleich der plastischen Biegebeanspruchung [9]

Es ist darauf hinzuweisen, dass zwar die Biegesteifigkeiten für die beiden Platten in der selben Größenordnung sind, für die Dehnsteifigkeit hingegen gilt dies nicht. Diese ist für die Grobblechplatte um ein Vielfaches ($\frac{120}{40} \cdot 100 = 300\%$) größer. Die Dehnsteifigkeit der SCSC-Platte spielt bei Betrachtung der Trogbücke in Längsrichtung eine bedeutende Rolle.

2.3 Tragmechanismus der SCSC-Platte in Längsrichtung der Trogbücke

Die vorangegangene Forschung hat sich hauptsächlich auf die Haupttragwirkung der SCSC-Platte konzentriert. Diese stellt für eine Trogbücke, bei der die SCSC-Platte als Untergurt eingesetzt wird, die Querrichtung dar. Nichtsdestotrotz ist es auch von großer Bedeutung, wie sich die Platte in Längsrichtung verhält. Bei Betrachtung eines Einfeldträgers ist klar zu erkennen, dass die Plattenkonstruktion komplett im Zugspannungsbereich liegt. In Abbildung 4.49 ist der Spannungsverlauf für eine reine Momentenbeanspruchung entlang des Trogbückenquerschnitts dargestellt. Bei dieser Abbildung ist anzumerken, dass lediglich die beiden Bleche für die Berechnung der Spannungen berücksichtigt werden. Es handelt sich somit um einen Zweipunktquerschnitt bei der Platte. Es ist gut zu erkennen, dass entlang des Plattenquerschnittes ein trapezförmiger Spannungsverlauf vorhanden ist. Betrachtet man also nur den Plattenquerschnitt, ist der Spannungsverlauf eine Interaktion von Normalkraft und Biegung. Es zeigt sich jedoch auch, dass der Anteil der Normalkraft wesentlich größer ist, als jener der Biegung. Durch Aufintegrieren der Normalspannungen im Deck- und Bodenblech erhält man die Normalkräfte, die in den Blechen vorhanden sind. Diese Normalkräfte werden auch für die weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit verwendet. Zusätzlich dazu wird eine eingeprägte Verformung in z-Richtung angeordnet, die die Zwangsverformung durch die beiden Hauptträger abbildet und den Anteil der Biegung darstellt. Die große Zugbeanspruchung hat einen negativen Einfluss sowohl auf die Quertragwirkung, als auch auf die Längstragwirkung. Der Grund dafür ist, dass der Betonquerschnitt zwischen den beiden Blechen hohen Zugspannungen ausgesetzt ist. Speziell in den Betondübeln treten aufgrund des verringerten Querschnitts Spannungskonzentrationen auf. Dies führt zum frühen Versagen des Querschnitts in diesem Bereich. Dieses Versagen beeinflusst die Längstragwirkung,

da nach dem Versagen nur mehr ein Zweipunktquerschnitt, bestehend aus den beiden Blechen, vorhanden ist. Auch für die Quertragwirkung stellt dieses Versagen ein Problem dar, da die Schubübertragung über Druckdiagonalen zwischen den Betondübeln erfolgt. Theoretisch ist somit keine Schubübertragung mehr möglich, wenn keine weiteren Maßnahmen getroffen werden. Diese Problematik ist die Motivation für die Ausarbeitung weiterer Alternativen zur unbewehrten SCSC-Platte.

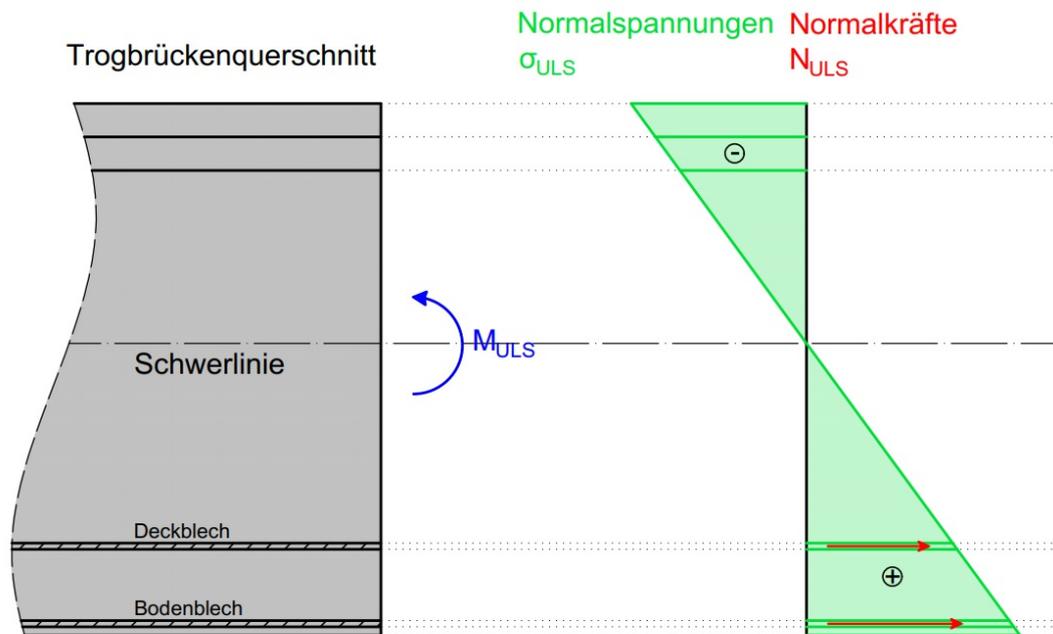


Abb. 2.5: Normalspannungsverlauf σ_{ULS} entlang des Querschnitts und Normalkräfte N_{DB} und N_{BB} in Feldmitte beim ULS-Lastniveau

Kapitel 3

Modellfindung für die numerischen Untersuchungen

3.1 FE-Modell der Trogbücke

Um das Tragverhalten der SCSC-Platte genau untersuchen zu können, wurde am *Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau* der *TU Wien* beschlossen, einen Teilausschnitt der Trogbücke in *ABAQUS/CAE* [3] zu modellieren. Diese Vorgehensweise spart Berechnungszeit ein. Wenn ein passendes Ersatzmodell gefunden wird, können so zeitoptimiert mehrere Varianten simuliert werden. In *ABAQUS/CAE* [3] können sehr komplexe Geometrien modelliert und Kontaktbeziehungen definiert werden, jedoch steigt die Berechnungszeit stark mit der Größe des Modelles. Aus diesem Grund wird die Trogbücke zuerst in *Dlubal RFEM* [6] erstellt. Das Programm *Dlubal RFEM* [6] bietet den Vorteil, dass die gesamte Trogbücke mit ihrer Spannweite von $25,56\text{ m}$ sehr schnell berechnet werden kann. Jedoch kann die SCSC-Platte in dem aktuellen *RFEM*-Modell noch nicht mit ihrer tatsächlichen Geometrie und Steifigkeiten berücksichtigt werden. Die Trogbücke wird in *Dlubal RFEM* [6] aus 2D-Ebenen zusammengesetzt. Für die reinen Stahlbauteile ergeben sich die Steifigkeitswerte aus den Materialeigenschaften und den zugewiesenen Plattenstärken. Für die SCSC-Platte ist diese Vorgehensweise nicht möglich. In dem in Abbildung 3.1 dargestellten *RFEM*-Modell ist die SCSC-Platte als orthotrope Platte definiert, was lediglich eine erste Näherung darstellt. Somit können zwar unterschiedliche Steifigkeiten in Längs- und Querrichtung definiert werden, das genaue Tragverhalten der Platte kann so jedoch nicht exakt berücksichtigt werden.

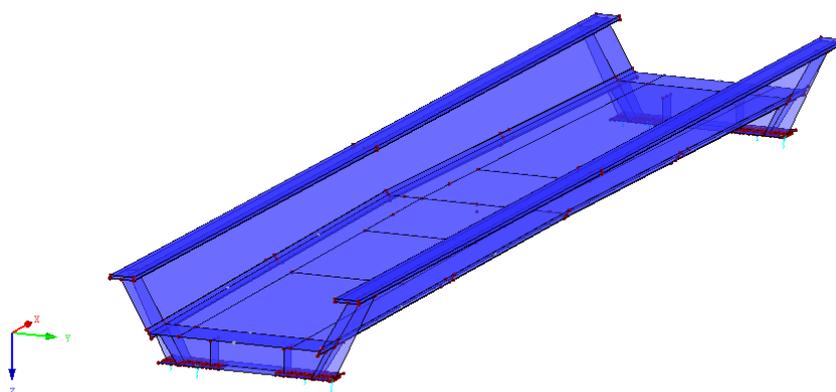


Abb. 3.1: Trogbücke (RFEM Modell) – Spannweite $25,56\text{ m}$

Für die Steifigkeitswerte der SCSC-Platte in Querrichtung der Trogbücke wird auf vorrausgehende Forschungsarbeiten am *Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau* der *TU Wien* zurückgegriffen. Die Ermittlung der Steifigkeitswerte der Platte in Längsrichtung der

Trogbrücke sind Teil der aktuell laufenden Forschungsarbeiten und werden bei der Erstellung des *RFEM*-Modells mittels einer ersten Näherung abgeschätzt.

Dlubal RFEM [6] bietet die Möglichkeit eine orthotrope Platte mit einer Steifigkeitsmatrix folgendermaßen zu definieren:

$$S = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & \text{sym.} & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & \text{sym.} & \text{sym.} & D_{38} \\ & & & D_{44} & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & \text{sym.} & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Mit den einzelnen Komponenten der Matrix aus Gleichung (3.1) kann die Biege-, Drill-, Schub- und Membransteifigkeit der orthotropen Fläche definiert werden [7]. Die einzelnen Steifigkeitselemente D_{ij} sind in *Dlubal RFEM* [6] definiert und werden wie folgt bestimmt:

$$D_{11} = \frac{E_x d^3}{12(1 - \nu_{xy}\nu_{yx})} \quad (3.2)$$

$$D_{22} = \frac{E_y d^3}{12(1 - \nu_{xy}\nu_{yx})} \quad (3.3)$$

$$D_{12} = \text{sgn}(\nu_{xy})\sqrt{\nu_{xy}\nu_{yx}D_{11}D_{22}} \quad (3.4)$$

$$D_{33} = G_{xy} \frac{d^3}{12} \quad (3.5)$$

$$D_{44} = \frac{5}{6}G_{xz}d \quad (3.6)$$

$$D_{55} = \frac{5}{6}G_{yz}d \quad (3.7)$$

$$D_{66} = \frac{E_x d}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}} \quad (3.8)$$

$$D_{77} = \frac{E_y d}{1 - \nu_{xy}\nu_{yx}} \quad (3.9)$$

$$D_{67} = \text{sgn}(\nu_{xy})\sqrt{\nu_{xy}\nu_{yx}D_{66}D_{77}} \quad (3.10)$$

$$D_{88} = G_{xy}d \quad (3.11)$$

Gleichung (3.2) bis (3.5) steht für die Biege- und Torsionssteifigkeit, Gleichung (3.6) bis (3.7) für die Schubsteifigkeit und Gleichung (3.8) bis (3.11) für die Membransteifigkeit der orthotropen Platte.

3.2 Ersatzmodell – Variante 1

Für die detaillierte Untersuchung von Teilausschnitten der SCSC-Platte in *ABAQUS/CAE* [3] müssen zuerst die maßgebenden Stellen in dem *RFEM*-Modell gefunden werden. Diese ergeben sich unter Einwirkung des Lastfalles LM71 [17] für das Biegemoment in Feldmitte und für die Querkraft im Auflagerbereich. Die Schnitt- und Verschiebungsgrößen der Trogbücke für die Lastkombination, welche das maximale Biegemoment erzeugt, sind in Kapitel 3.4 dargestellt. Es werden Ersatzmodelle mit einer Breite von $0,165\text{ m}$ und einer Länge von 4 und 5 m erstellt. Die Breite von $0,165\text{ m}$ entspricht dem Achsabstand der Dübelleistenlöcher. Der Querschnitt wird für alle Varianten, bis auf Variante 3, so gewählt, dass ein Dübelleistenloch zentral angeordnet ist. Somit ergibt sich daraus ein Einheitsselement, welches in Querrichtung beliebig oft aneinandergereiht werden kann. Bei der Variante 3 wiederholt sich der Querschnitt in Querrichtung, aufgrund der abwechselnden Anordnung von Dübelleistenloch und Kopfbolzendübel nur alle 330 mm . Jedoch kann auch bei dieser Variante ein 165 mm breiter Querschnitt, welcher den Bereich von der Lochachse bis zur Kopfbolzenachse darstellt, gewählt werden. Wird dieser Querschnitt einmal an der z -Achse gespiegelt, ergibt sich daraus das Einheitsselement von 330 mm . In der Abbildung 3.2 sind die verwendeten Teilausschnitte der SCSC-Platte für die Ersatzmodelle dargestellt.

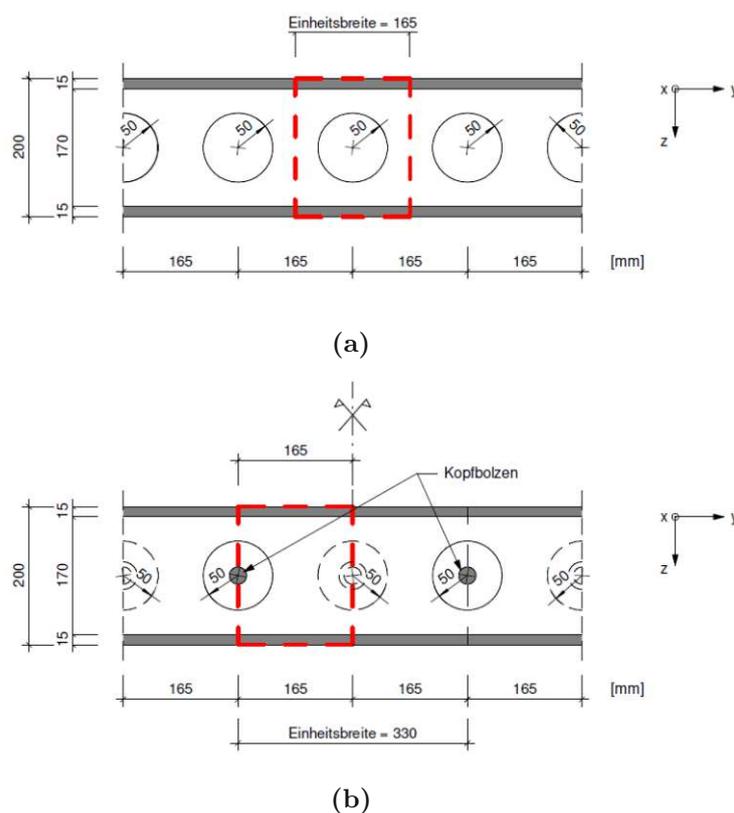


Abb. 3.2: Einheitsselement für (a) Variante 1, 2 und 4; (b) Variante 3

In Abbildung 3.3 und 3.4 sind die Ausschnitte der SCSC-Platte aus der Trogbücke gekennzeichnet. Für das Ersatzsystem „Biegemoment“ wird die Symmetrieachse in Feldmitte ausgenutzt.

Um in den Ersatzsystemen ähnliche Schnittgrößenverlauf wie im Gesamtmodell zu erhalten, müssen an den freigeschnittenen Rändern alle Schnitt- oder Verschiebungsgrößen angebracht werden. Die Ersatzsysteme werden ebenfalls zuerst in *Dlubal RFEM* [6] erstellt, um die Randbedingungen zu überprüfen. Bei diesen Untersuchungen wurde festgestellt, dass das Biegemoment

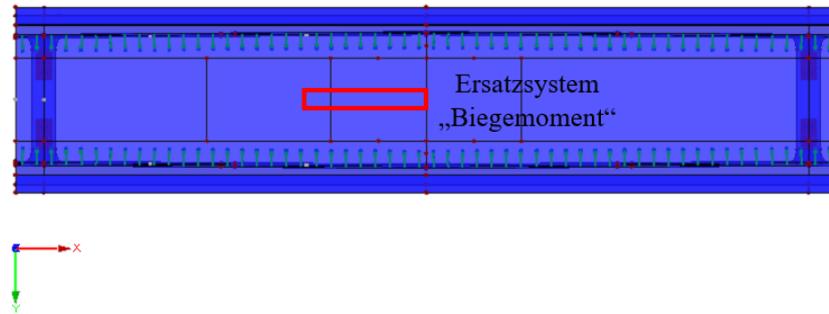


Abb. 3.3: Draufsicht der gesamten Trogbrücke (RFEM-Modell) mit dem in rot markierten Bereich für das Ersatzmodell „Biegemoment“ in Feldmitte

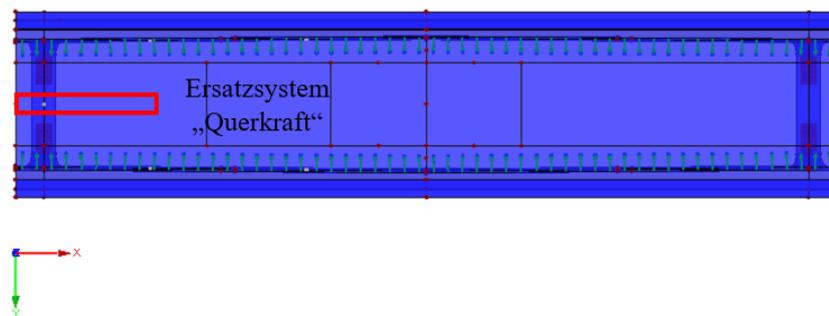


Abb. 3.4: Draufsicht der gesamten Trogbrücke (RFEM-Modell) mit dem in rot markierten Bereich für das Ersatzmodell „Querkraft“ im Auflagerbereich

in Querrichtung einen wesentlichen Einfluss auf das Biegemoment in Längsrichtung hat. Da in diesem Fall rein der Einfluss des Biegemomentes in Längsrichtung zu untersuchen ist, werden Ersatzmodelle ohne Biegemoment in Querrichtung erstellt. Daraus ergeben sich neue Modelle mit verringertem Biegemoment in Längsrichtung, welche als Basis für die *ABAQUS*-Modelle gewählt werden. Die übrigen Randbedingungen werden auf die beiden Ersatzmodelle aufgebracht.

Mit dieser Vorgehensweise werden *ABAQUS*-Modelle erstellt, welche unter Verwendung von *Mass Scaling* sehr schnell Ergebnisse liefern können, ohne dabei Rechengenauigkeit einzubüßen. Jedoch wurde bei der genaueren Analyse der Ersatzmodelle festgestellt, dass die Schnittgrößen - insbesondere der Momentenverlauf - signifikant von denen des *RFEM*-Ersatzmodelles abweichen. Daraus lässt sich ableiten, dass die Modellierung der SCSC-Platte als orthotrope Platte in *Dlubal RFEM* [6] keine ausreichend genaue Näherung ist.

3.3 Ersatzmodell – Variante 2

Um Näherungen im Querschnittsbereich zu umgehen, wird in weiterer Folge ein 13,74 m langes Ersatzmodell („L/2“) erstellt. Dies entspricht genau der Hälfte der Länge der gesamten Trogbrücke. Das Ersatzsystem wird vom Auflager bis zur Feldmitte modelliert. In Feldmitte kann die Symmetrieebene der Trogbrücke ausgenutzt werden, wodurch der Querschnittsdrehwinkel gleich

0 ist. Im Auflagerbereich ist die Trogbrücke gelenkig gelagert und somit das Biegemoment bekannt. Die Komplexität der in *ABAQUS/CAE* [3] aufzubringenden Einwirkung hat sich somit vereinfacht.

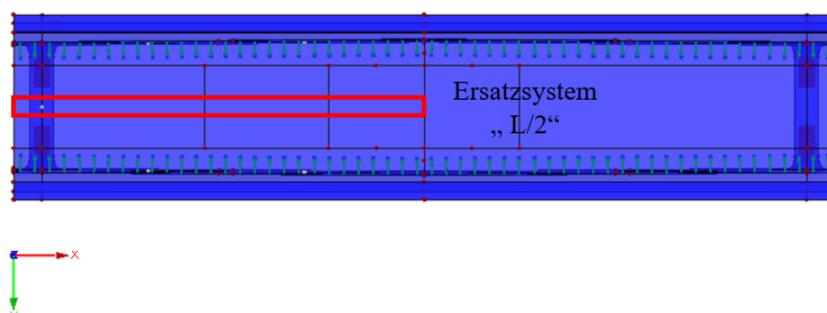


Abb. 3.5: Draufsicht der gesamten Trogbrücke (RFEM-Modell) mit dem in rot markierten Bereich für das Ersatzmodell „L/2“ vom Auflager bis zur Feldmitte

Die Zustandsgrößen werden für die Lastkombination, welche das maximale Biegemoment erzeugt, entlang der Schnitte des Ersatzmodelles im *RFEM*-Modell ausgewertet. Diese werden wiederum unter Vernachlässigung des Biegemomentes in Querrichtung auf das Ersatzmodell aufgebracht. Die Komplexität der Belastung auf das Ersatzmodell kann dadurch stark vereinfacht werden. Die Berechnungszeit in *ABAQUS/CAE* [3] hat sich jedoch deutlich erhöht. Grund dafür ist die Größe des neuen Modelles. Mit der selben Vorgehensweise wie in Kapitel 3.3 können in keiner vertretbaren Berechnungszeit brauchbare Ergebnisse erzielt werden. Die Art der Belastung auf das neue Ersatzmodell muss weiter vereinfacht werden.

Aus dem *RFEM*-Modell ist bekannt, dass die Dehnsteifigkeit der SCSC-Platte einen Einfluss auf die Durchbiegung der Brücke hat. Diese ist ausreichend genau bekannt und ergibt sich aus der Fläche des Deck- und Bodenbleches. Die Biege- und Schubsteifigkeit der Platte in Längsrichtung, welche zum derzeitigen Zeitpunkt noch nicht bekannt sind, haben hingegen keinen großen Einfluss auf die Durchbiegung der Brücke in Feldmitte. Die SCSC-Platte wirkt aus statischer Sicht betrachtet wie ein Untergurt im Gesamtquerschnitt der Trogbrücke und somit ist der Einfluss der Dehnsteifigkeit und der Abstand zur Schwerpunktsachse viel größer als der Einfluss der Biege- und Schubsteifigkeit der SCSC-Platte selbst. Daraus kann geschlossen werden, dass die Durchbiegung der Trogbrücke näherungsweise bekannt ist und die SCSC-Platte komplett unter Zug steht.

Die Zugspannungen werden in dem Ersatzmodell „L/2“ in *ABAQUS/CAE* [3] als Flächenlasten entlang der Längsschnitte in Richtung der Trogbrückenachse am Deck- und Bodenblech angebracht. Dabei ist wichtig, dass die Zugkraft im Bodenblech größer als im Deckblech ist und die Normalkraft sich von Feldmitte zum Auflager hin abbaut. Damit das *ABAQUS*-Modell eine ähnliche Durchbiegung wie das *RFEM*-Modell erfährt, wird zusätzlich am Deckblech eine parabelförmige Verschiebung in z-Richtung angesetzt. Diese ist hauptsächlich vom Querschnitt der Trogbrücke abhängig und wird nur gering von der Biege- und Schubsteifigkeit der Platte in Längsrichtung beeinflusst. Hinzu kommt die Durchbiegung der SCSC-Platte in Querrichtung zwischen den beiden Randträgern. Eine genauere Beschreibung der Wahl der Belastung und Zwangsverformung erfolgt in Kapitel 4.5. Die neuen Werte für die Durchbiegung u_z und Normal-

spannung n_x werden nach Balkentheorie I. Ordnung ermittelt und sind sehr ähnlich zu denen in Abbildung 3.10 und 3.12.

3.4 Lastfälle und Zustandsgrößen der Trogbücke in RFEM

In Abbildung 3.6 bis 3.9 sind die maßgebenden Lastfälle für den ULS-Grenzzustand dargestellt. Das Eigengewicht $g_{k,1}$ und die Ausbaulast $g_{k,2}$ werden aus [26] entnommen und wirken auf die gesamte Breite der SCSC-Platte. Das Lastmodell 71 wird aus [27] übernommen und auf eine Breite von 2,8 m als eine Flächenlast auf die SCSC-Platte aufgebracht.

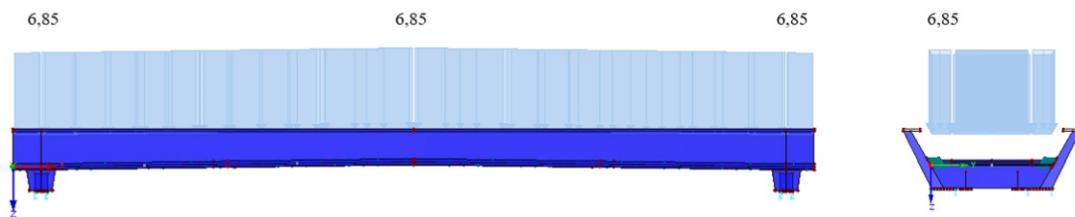


Abb. 3.6: Lastfall - Eigengewicht $g_{k,1}$ in $[kN/m^2]$ auf die Trogbücke - Längsansicht und Querschnitt

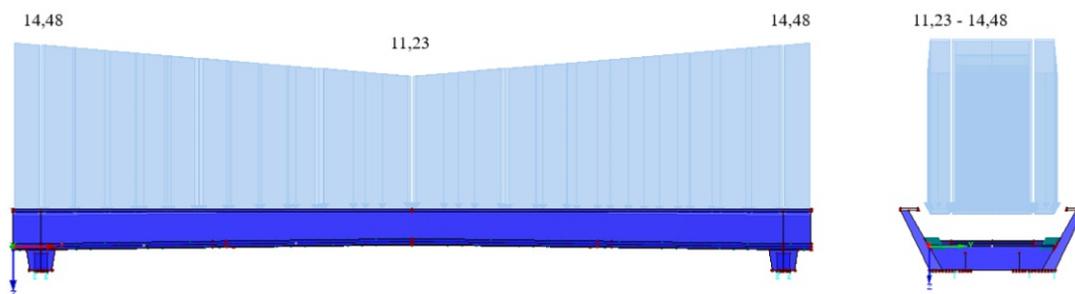


Abb. 3.7: Lastfall - Ausbaulast $g_{k,2}$ in $[kN/m^2]$ auf die Trogbücke - Längsansicht und Querschnitt

Beim Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wird für die ständigen Lasten ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_G = 1,35$ angesetzt. Für die Verkehrslast aus dem Lastmodell 71 werden neben dem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,45$ auch noch der Faktor $\alpha = 1,21$ und $\phi = 1,279$ benötigt. Durch die Multiplikation dieser drei Faktoren ergibt sich dann ein Faktor von $\gamma_Q \cdot \alpha \cdot \phi = 2,243$ [9]. Die verwendete Lastkombination lautet somit folgendermaßen:

$$E_d = 1,35 \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + 2,243 \cdot (q_k). \quad (3.12)$$

Die maßgebende Lastkombination mit dem maximalen Biegemoment in Feldmitte ergibt sich unter Berücksichtigung des Lastmodells 71 [17]. Das Lastgebirge von Lastmodell 71 wird dabei in Feldmitte der Trogbücke angeordnet (siehe Abbildung 3.8). Die maximale Querkraft ergibt sich, wenn das Lastgebirge des Lastmodells 71 über einem der beiden Auflager aufgebracht wird (siehe Abbildung 3.9). Für das Ersatzsystem „L/2“ wird jedoch nur die Laststellung untersucht,

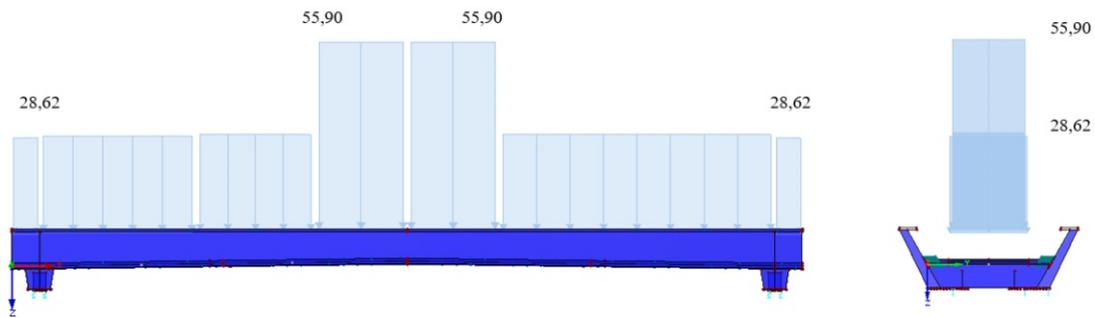


Abb. 3.8: Lastfall - Verkehrslast LM71 q_k (M_{max}) in $[kN/m^2]$ auf die Trogbücke - Längsansicht und Querschnitt

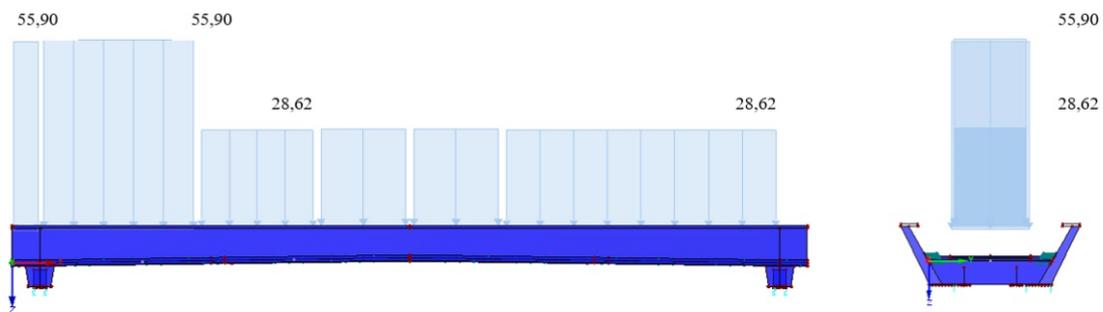


Abb. 3.9: Lastfall - Verkehrslast LM71 q_k (V_{max}) in $[kN/m^2]$ auf die Trogbücke - Längsansicht und Querschnitt

die das maximale Biegemoment in Feldmitte ergibt. In Abbildung 3.10 bis 3.14 sind die für die Untersuchungen in Kapitel 3.3 relevanten Zustandsgrößen des *RFEM*-Modelles dargestellt.

Die dargestellte Schnittführung folgt der Mittelachse der SCSC-Platte. Für die Auswertung der Schnittgrößen, die für das *ABAQUS*-Modell notwendig sind, werden zwei Schnitte im Abstand $\pm 82,5 \text{ mm}$ von der Mittelachse gesetzt.

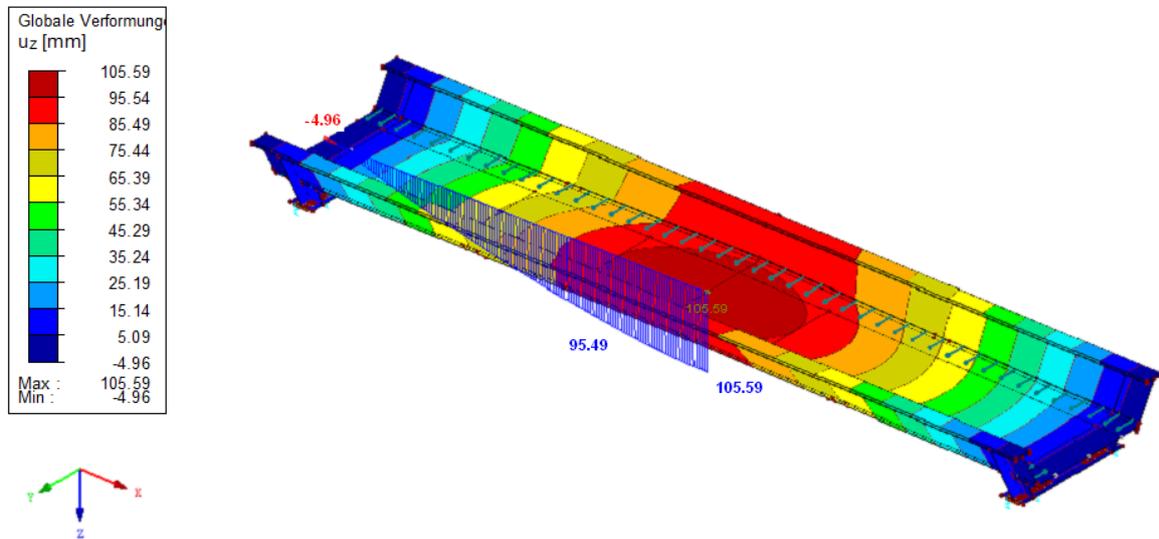


Abb. 3.10: Trogbrücke - Durchbiegung u_z (Schnittführung: Mittelachse, Lastniveau: ULS)

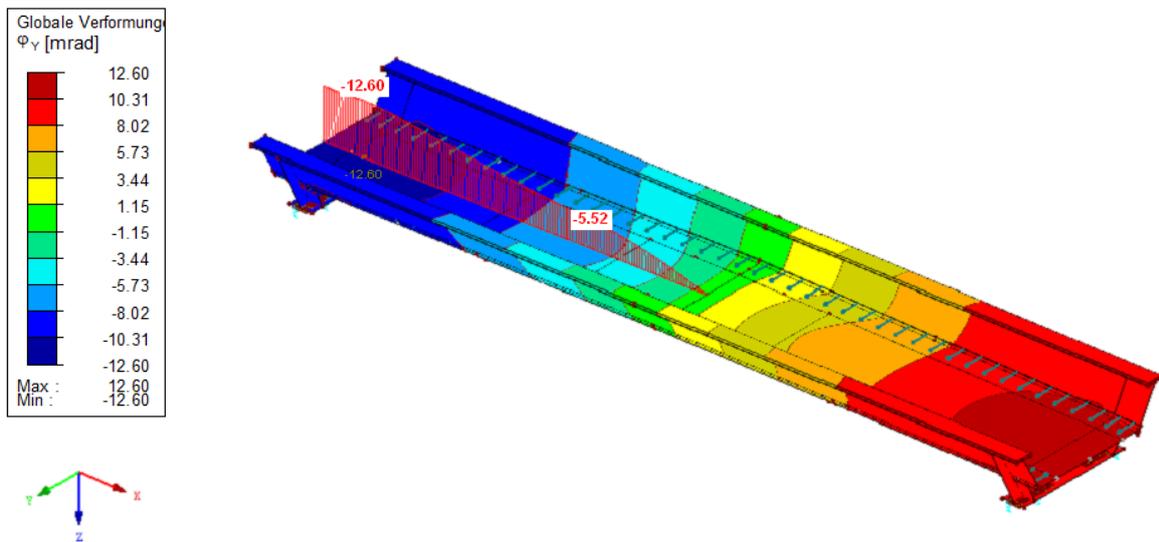


Abb. 3.11: Trogbrücke - Querschnittsdrehwinkel ϕ_y (Schnittführung: Mittelachse; Lastniveau: ULS)

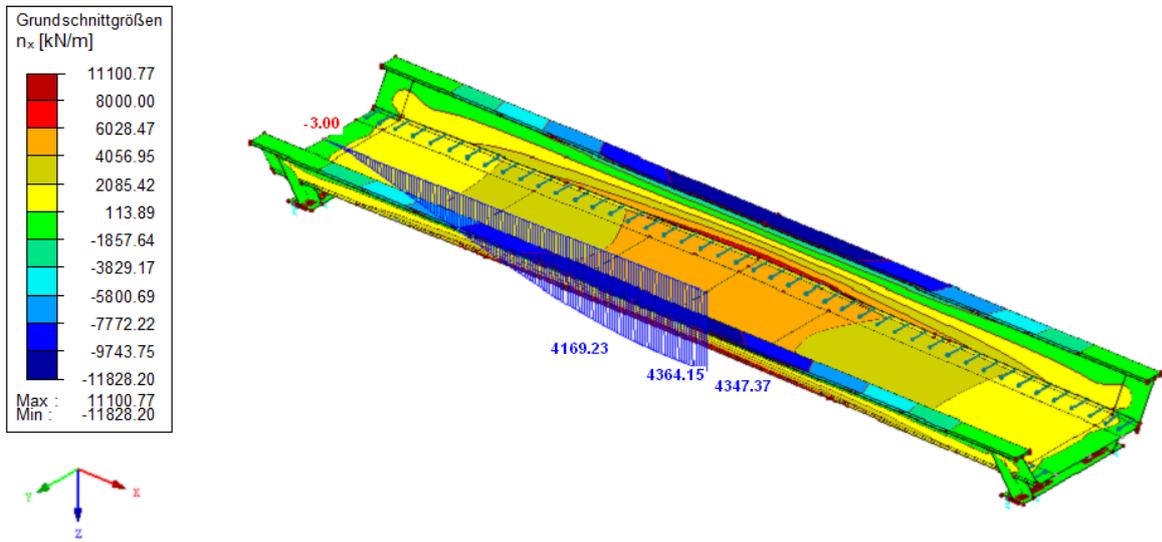


Abb. 3.12: Trogbrücke - Normalkraft n_x (Schnittführung: Mittelachse; Lastniveau: ULS)

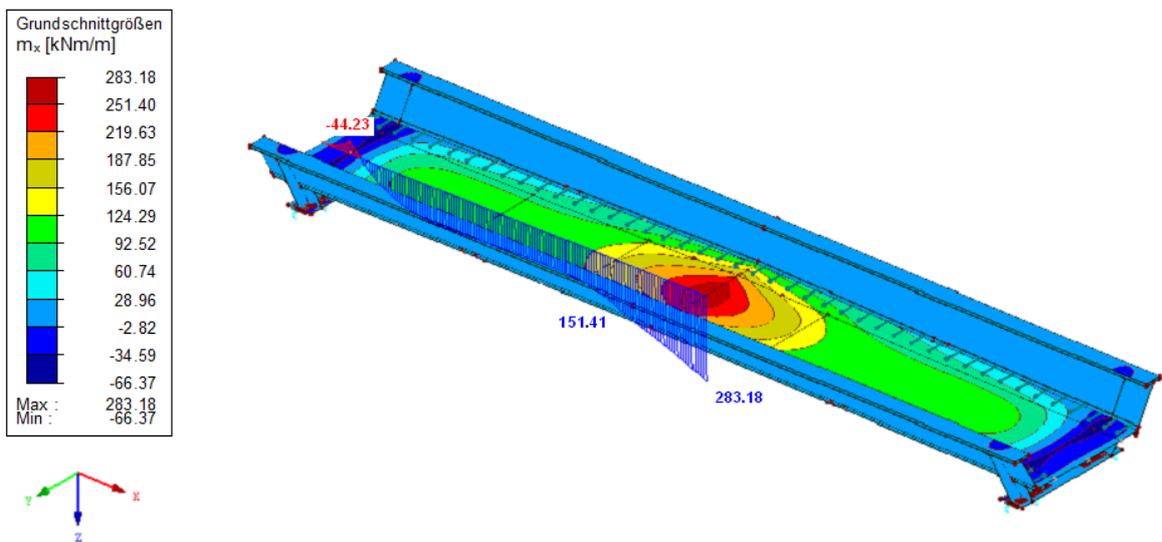


Abb. 3.13: Trogbrücke - Biegemoment m_x (Schnittführung: Mittelachse; Lastniveau: ULS)

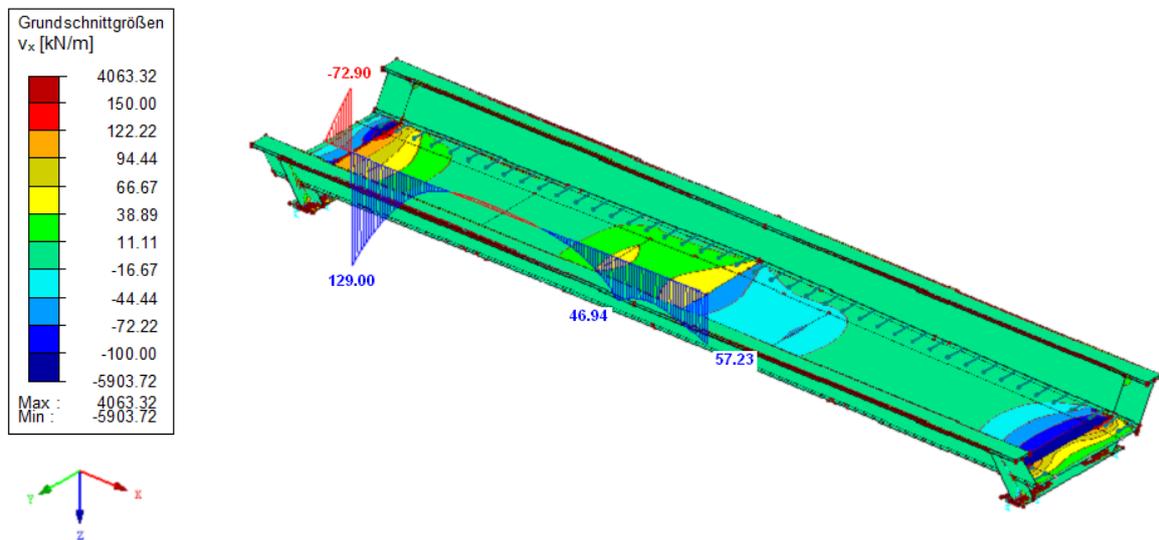


Abb. 3.14: Trogbrücke - Querkraft v_x (Schnittführung: Mittelachse; Lastniveau: ULS)

Kapitel 4

Finite-Elemente Modellierung

4.1 Allgemeine Beschreibung der Modelle

Bei der analysierten Brücke handelt es sich um eine Trogbrücke mit einer Länge von $25,56\text{ m}$. Wie bereits in Kapitel 3.2 und Kapitel 3.3 beschrieben, würde eine Untersuchung der gesamten Brücke im FE-Programm *ABAQUS/CAE* [3] mit einem enormen Berechnungsaufwand verbunden sein. Daher wird in dieser Arbeit versucht, ein Ersatzmodell zu erstellen, mit dem eine Analyse der Längstragwirkung möglich ist und gleichzeitig der Berechnungsaufwand größtmöglichst reduziert wird. Dabei stellte sich heraus, dass ein Plattenstreifen mit einer Breite von 165 mm und einer Länge von $13,74\text{ m}$ diese Anforderungen erfüllt. Alle 8 Varianten bestehen im Wesentlichen aus drei Komponenten. Dabei handelt es sich um den Unter- und Oberteil, der aus dem Boden- bzw. Deckblech und den aufgeschweißten Dübelleisten (mit/ohne Kopfbolzendübel) besteht und dem Betonkörper, der den Hohlraum zwischen Deck- und Bodenblech ausfüllt. Der Betonkörper wird abhängig von der Variante, bewehrt bzw. unbewehrt ausgeführt. Desweiteren wird der Endquerträgersteg als Auflager modelliert und ein 20 mm dickes Abschlussblech am Ende des Plattenstreifens angeordnet. Die Dübelleisten werden alternierend am Deck- und Bodenblech aufgeschweißt. Auf den Dübelleisten werden sowohl bei Variante 3, als auch bei Variante 4, Kopfbolzendübel angeschweißt.

Der Verbund zwischen den Blechen und den Dübelleisten wird mit dem Befehl *Tie* im Reiter *Constraints* sichergestellt. Diese Vorgehensweise wird auch bei den Kopfbolzendübel auf den Dübelleisten angewendet. Der Betonkörper besteht aus einzelnen *Parts*, die jeweils die Geometrie einer Kammer aufweisen. Im Bereich der Löcher der Dübelleisten werden die einzelnen Komponenten ebenfalls mit dem Befehl *Tie* starr miteinander verbunden. Die Kontaktfläche zwischen dem Betonkörper und des Deck- und Bodenblechs, sowie der Dübelleisten werden als reibungslos definiert. Hier wird lediglich die Einstellung *Hard Contact* für das Verhalten in Normalrichtung der Kontaktfläche eingestellt. In Abbildung 4.1 bis 4.9 ist der Ablauf der Modellierung am Beispiel der Variante 3 dargestellt.

Für die Berechnung des SCSC-Plattenstreifens wird das nicht lineare Berechnungsverfahren *dynamic explicit* verwendet. Diese Methode wird besonders dann empfohlen, wenn bei der Berechnung nichtlineare Effekte oder komplexe Kontaktprobleme, wie sie im Bereich der Dübelleisten und der Kopfbolzendübel auftreten, vorhanden sind [13].

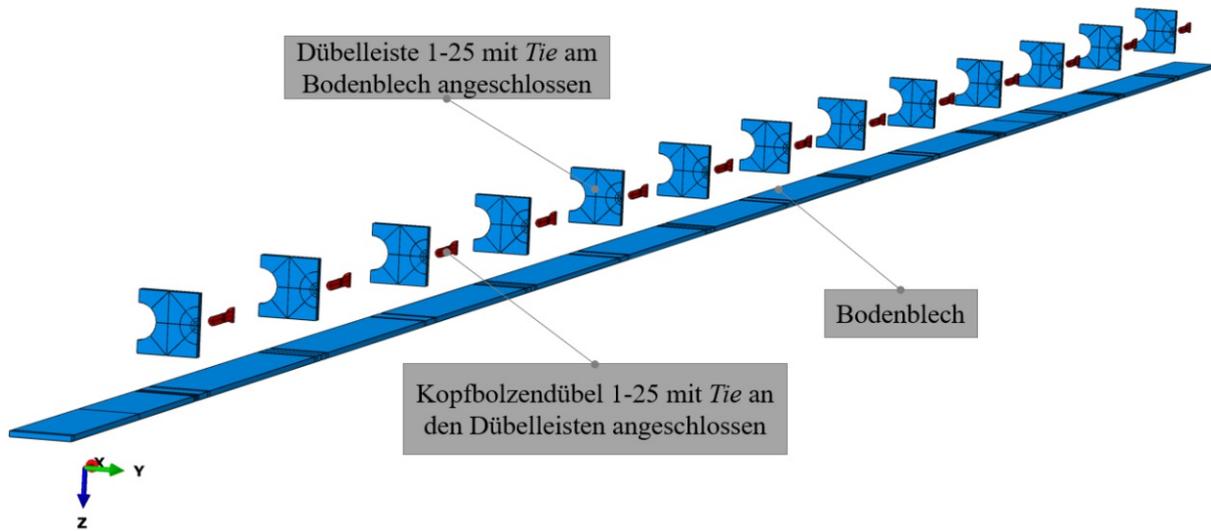


Abb. 4.1: Komponenten des Unterteils am Beispiel der Variante 3

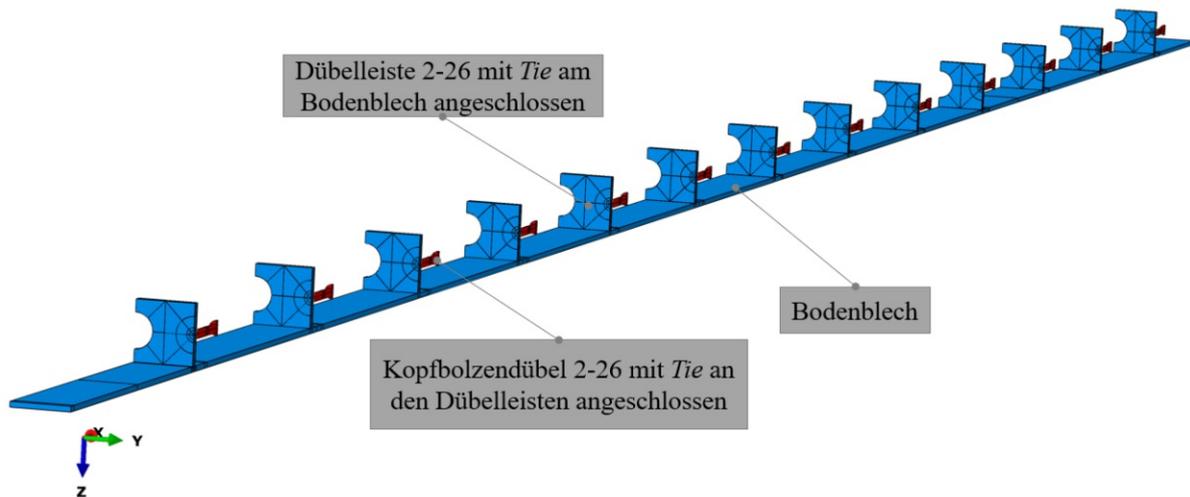


Abb. 4.2: Zusammengesetzter Unterteil am Beispiel der Variante 3

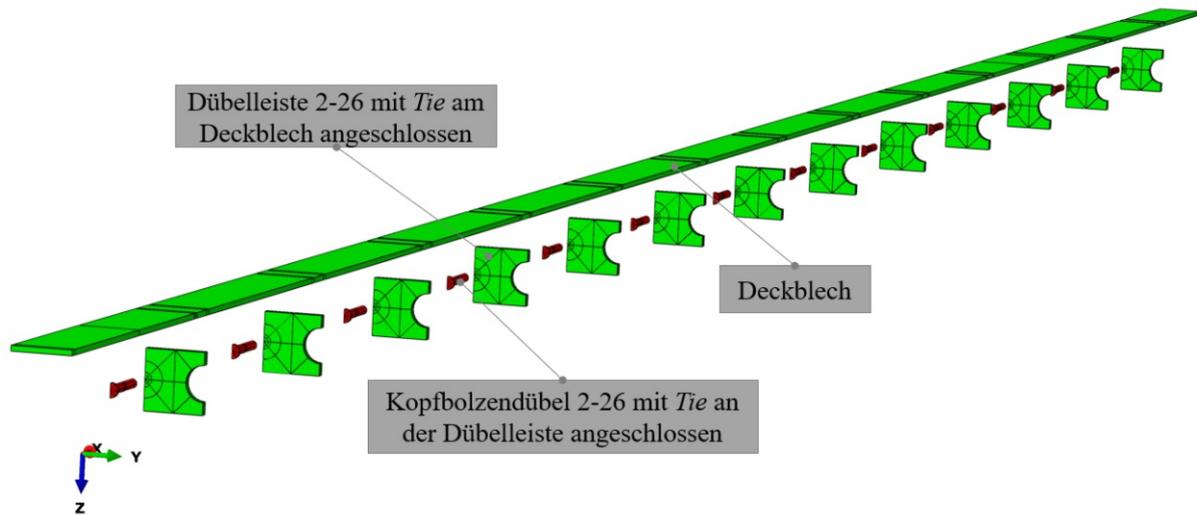


Abb. 4.3: Komponenten des Oberteils am Beispiel der Variante 3

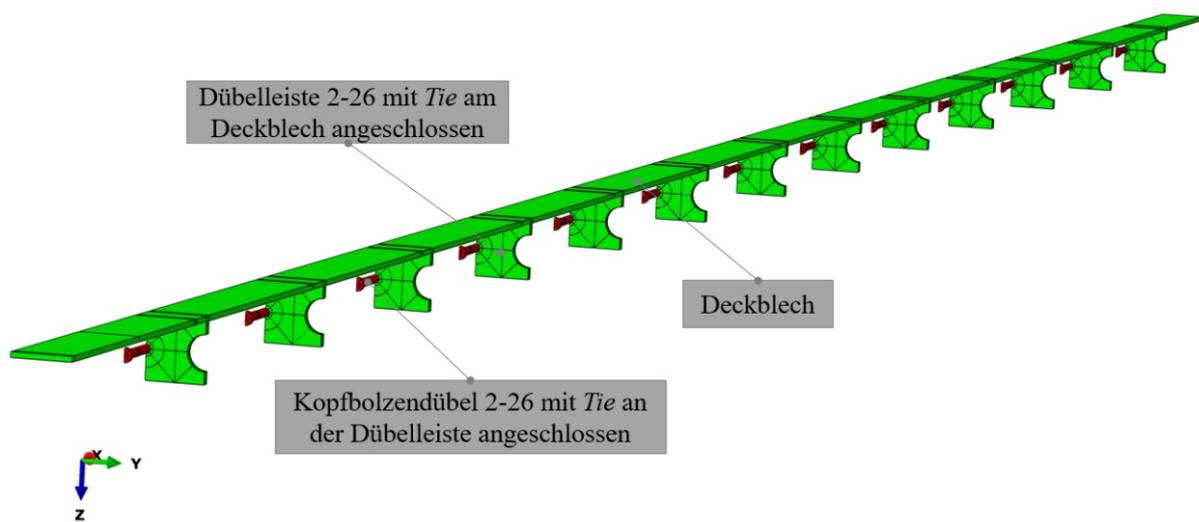


Abb. 4.4: Zusammengesetzter Oberteil am Beispiel der Variante 3

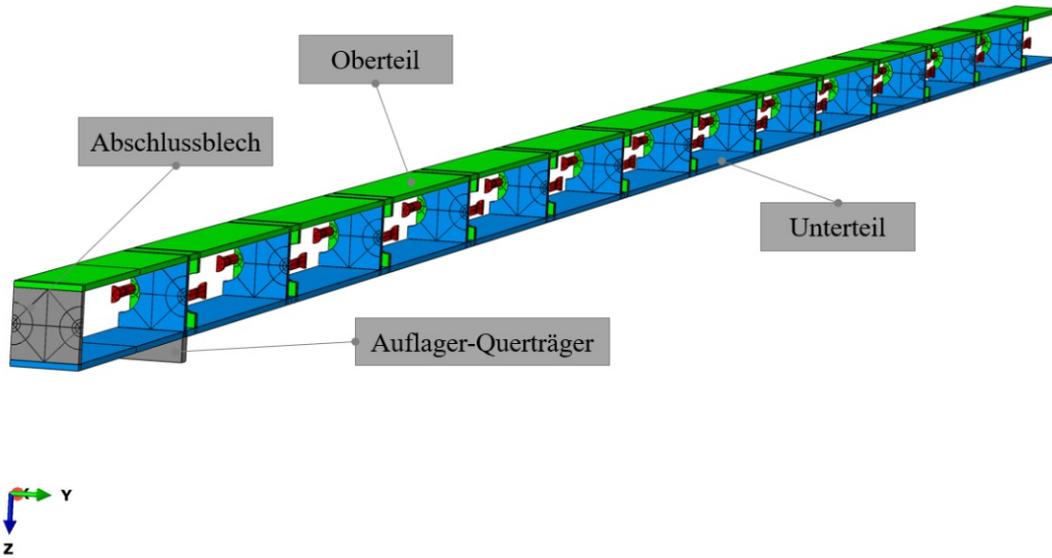


Abb. 4.5: Zusammengesetzter Ober- und Unterteil am Beispiel der Variante 3

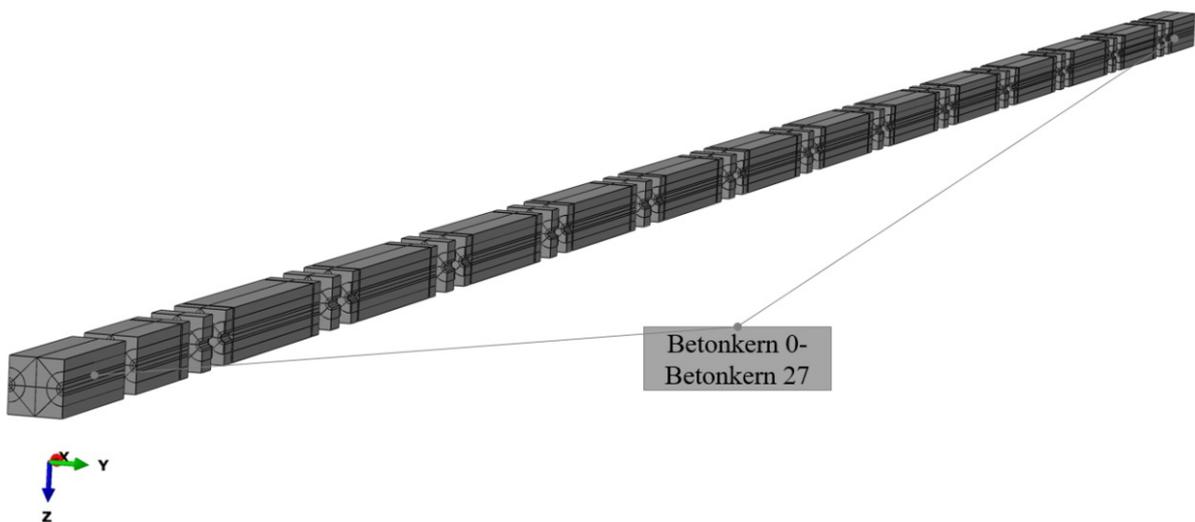


Abb. 4.6: Komponenten des Betonkerns am Beispiel der Variante 3

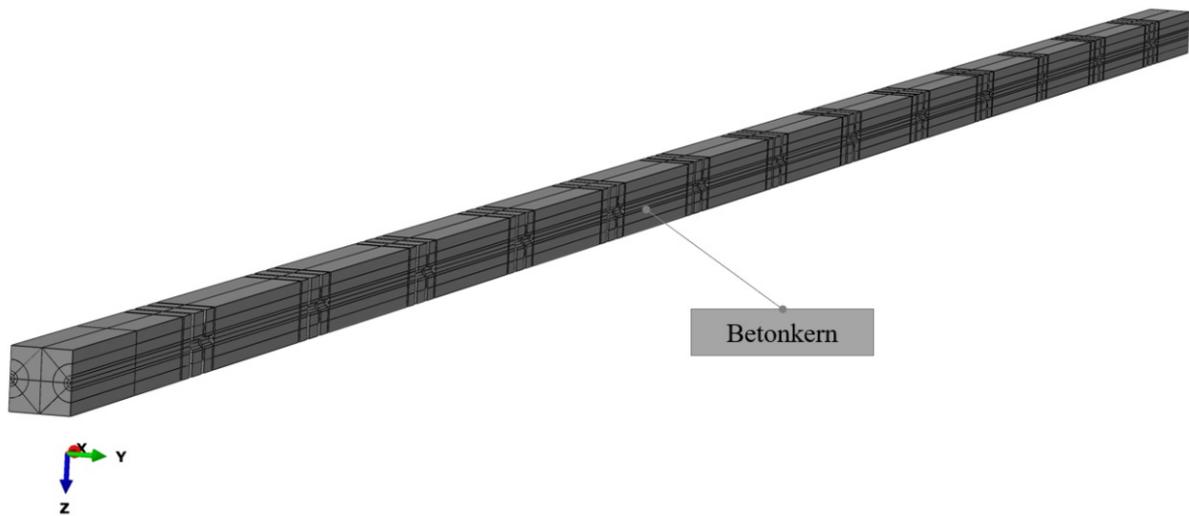


Abb. 4.7: Zusammengesetzter Betonkern am Beispiel der Variante 3

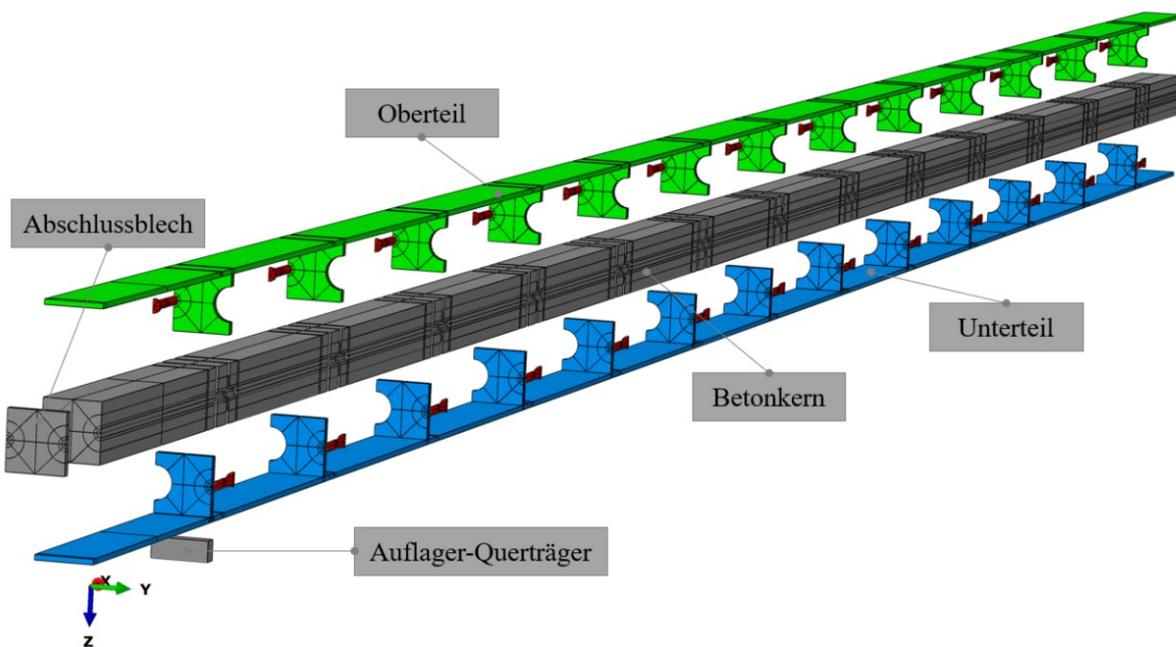


Abb. 4.8: Einzelteile des SCSC-Plattenstreifens am Beispiel der Variante 3

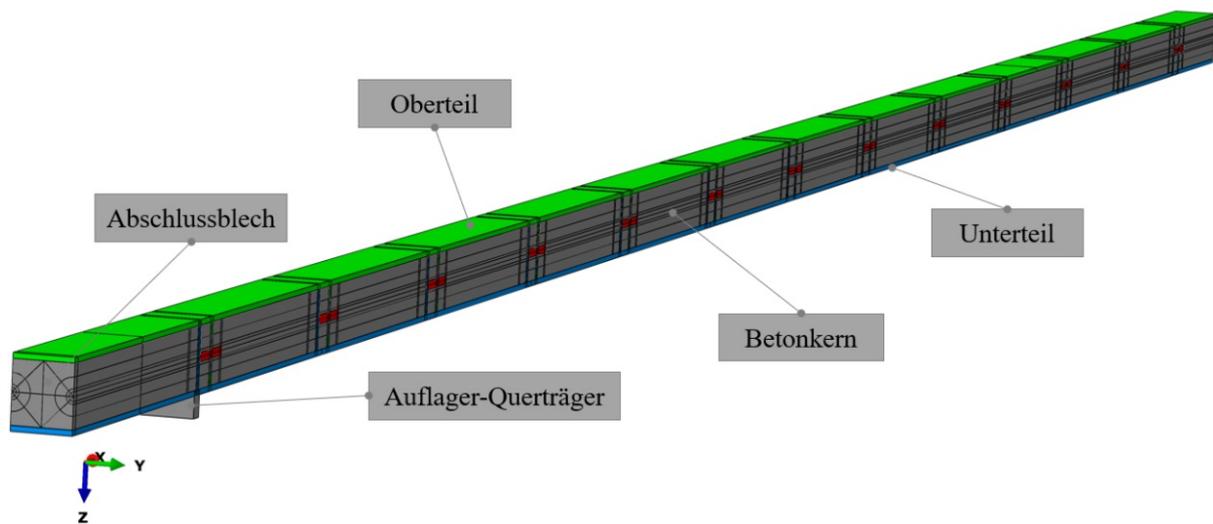


Abb. 4.9: Kompletter SCSC-Plattenstreifen der Variante 3

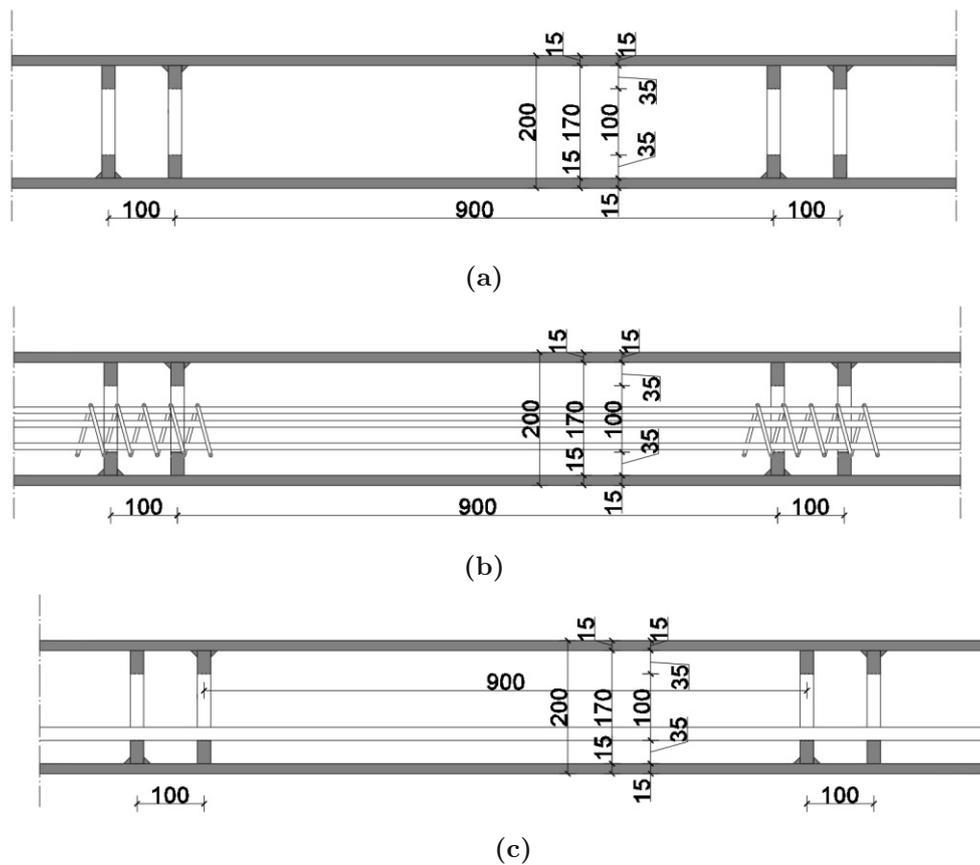


Abb. 4.11: Längsschnitte der Varianten 2 des SCSC-Plattenstreifens: (a) Variante 2a unbewehrt; (b) Variante 2b mit Bewehrungskorb; (c) Variante 2c mit Einzelstab

Da das Einbringen der Bewehrungskörbe in die Platte, sowie das Befüllen der Kammern bei diesen Varianten nur mit großem Aufwand möglich ist, werden weitere Alternativen ausgearbeitet. Für die Varianten 3 und 4 kommen liegende Kopfbolzendübel zum Einsatz. Diese werden an den Dübelleisten in einem regelmäßigen Abstand angeschweißt. Der Achsabstand der Dübelleisten für die beiden Varianten beträgt $900/100\text{ mm}$. Das Deck- und Bodenblech wird so zusammengesetzt, dass die Kopfbolzendübel durch das Loch der benachbarten Dübelleiste geführt wird. Dadurch soll die Schubkraftübertragung zwischen Deck- und Bodenblech gewährleistet werden. Bei Variante 3 werden für alle Dübelleisten abwechselnd Kopfbolzendübel und Löcher angeordnet. Bei der Variante 4 hingegen gibt es abwechselnd immer eine Dübelleiste nur mit Kopfbolzen und eine nur mit Löcher. Dadurch ergibt sich bei der Variante 4 der wesentliche Unterschied, dass der Betonkern nicht durchgängig ist und somit mehrere unabhängige Betonkammern entstehen. Dies stellt einen erheblichen Nachteil bei der Ausbetonierung der SCSC-Platte dar. Die Beschreibung der Varianten 3 und 4 erfolgt in den Kapiteln 4.2.7 und 4.2.8.

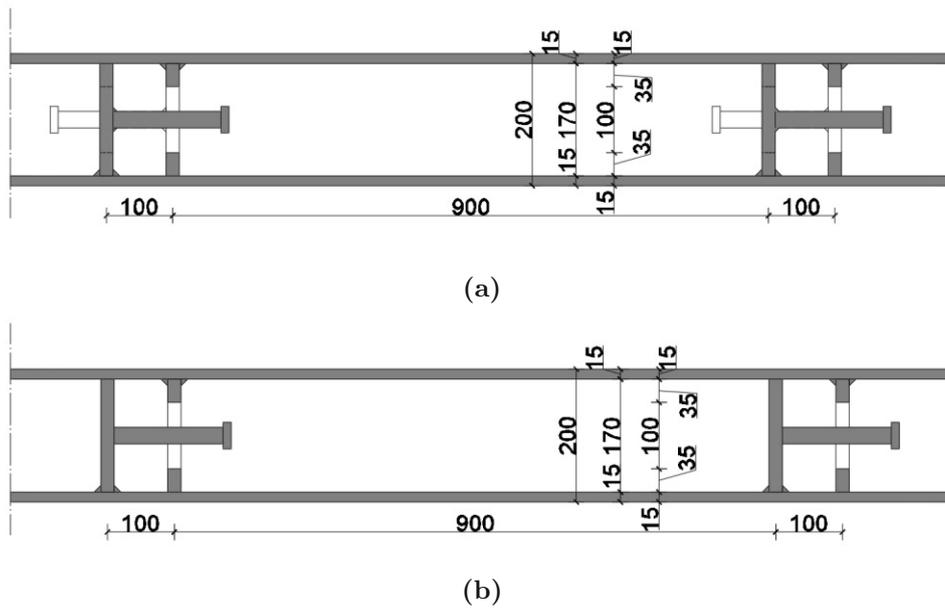


Abb. 4.12: Längsschnitte der Varianten 3 und 4 des SCSC-Plattenstreifens: (a) Variante 3; (b) Variante 4

4.2.1 Variante 1a der SCSC-Platte

Wie bereits im Kapitel 4.2 beschrieben, handelt es sich bei Variante 1a um die unbewehrte SCSC-Platte. Sie besteht lediglich aus dem Deck- und Bodenblech und den Dübelleisten, die alternierend mit einem Achsabstand von 500 mm oben und unten angeschweißt sind. In der nachfolgenden Abbildung 4.13 ist die Modellierung der Dübelleisten in *ABAQUS/CAE* [3] ersichtlich.

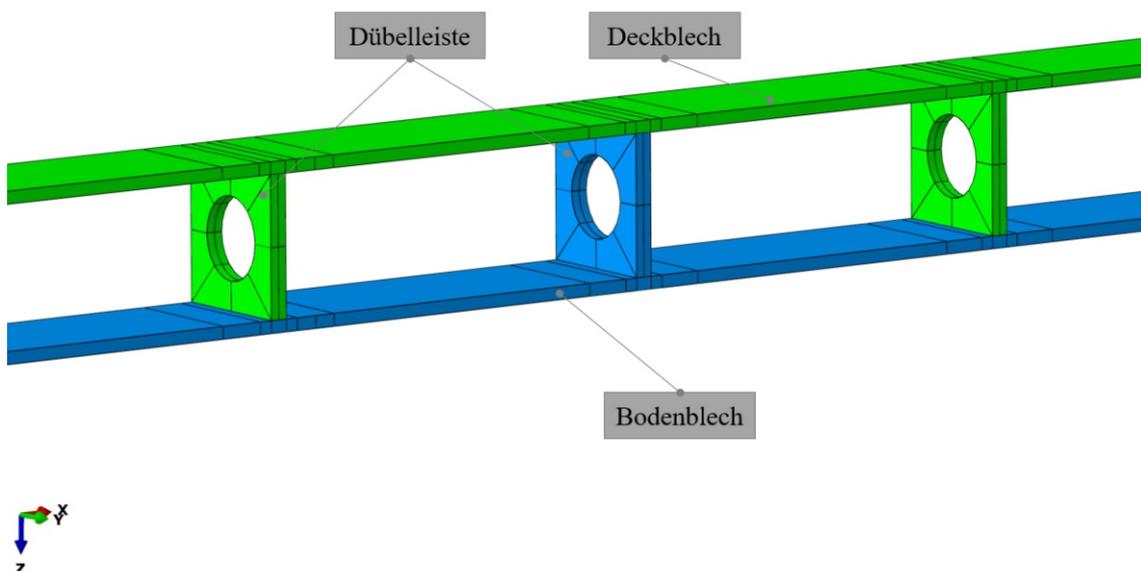


Abb. 4.13: Modellierung der Variante 1a

4.2.2 Variante 1b der SCSC-Platte

Wie bereits im Kapitel 4.2 kurz beschrieben, wird bei Variante 1b im Bereich der Löcher der Dübelleisten ein Bewehrungskorb angeordnet. Dieser soll die Zugspannungen, beim Auftreten von Rissen im Beton, aufnehmen. Der Bewehrungskorb besteht aus fünf Längsbewehrungsstäben mit einem Durchmesser von $d_B = 10\text{ mm}$. Zusätzlich werden im Bereich der Dübelleisten noch Wendeln mit einem Stabdurchmesser von $d_W = 5\text{ mm}$ angeordnet. Der Außendurchmesser des Bewehrungskorbes beträgt $d_A = 80\text{ mm}$. Die beiden Längsbewehrungsstäbe auf der Unterseite des Bewehrungskorbes sind unten an den Löchern der Dübelleiste gelagert. Für die Wendel wird ein Federstahl gewählt. Die Geometrie und Abmessungen des Bewehrungskorbes können der Abbildung 4.14 entnommen werden.

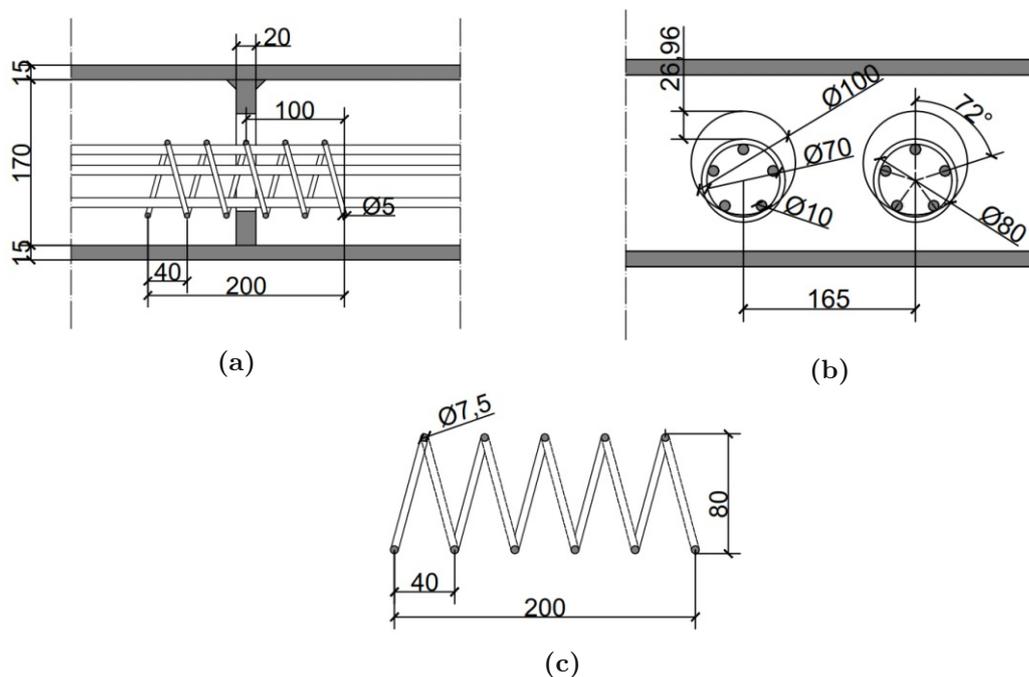


Abb. 4.14: Geometrie des Bewehrungskorbes: (a) Längsschnitt; (b) Querschnitt; (c) Wendelgeometrie; Planstand vom 15.02.2021, *Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien*

In Kapitel 4.3 wird festgelegt, dass das *Beam-Element B31* am besten für die Bewehrung geeignet ist und wird somit für die Modellierung des Plattenstreifen übernommen werden. Dabei werden zwei *Parts* erstellt. Als erstes wird die Längsbewehrung und dann die Wendel modelliert. Beide Teile werden anschließend mit dem Befehl *Merge* miteinander zu einem Bewehrungskorb verbunden. Danach wird der Bewehrungskorb mit dem Befehl *Embedded Region* mit dem Betonkörper starr verbunden. Die Modellierung dieser Variante ist in der Abbildung 4.15 ersichtlich.

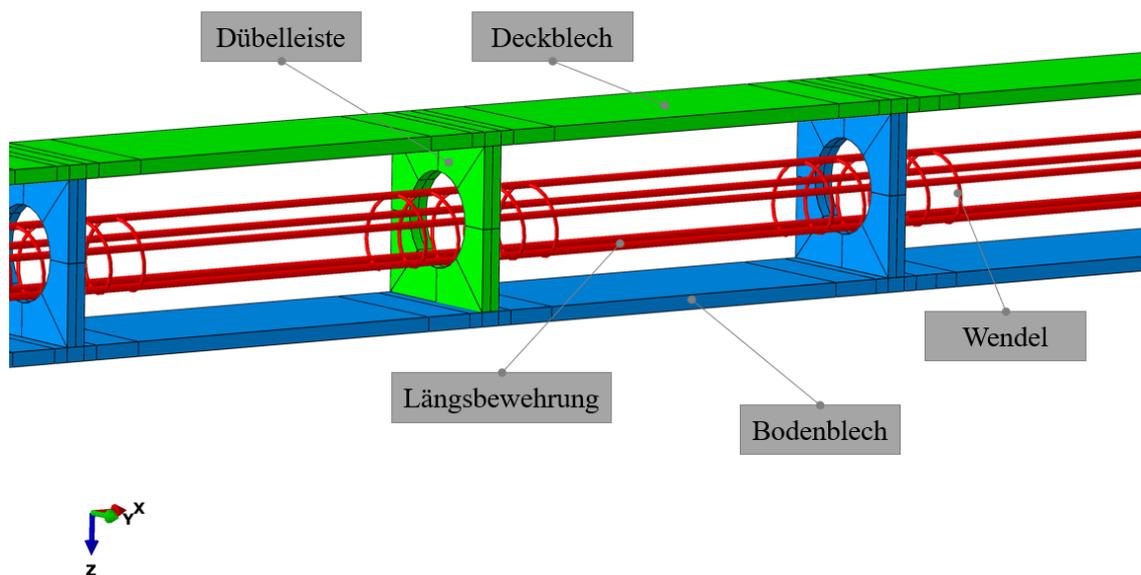


Abb. 4.15: Modellierung der Variante 1b mit Bewehrungskorb

4.2.3 Variante 1c der SCSC-Platte

Bei dieser Variante wird anstatt eines Bewehrungskorbes ein Einzelstab mit einem Durchmesser von $d = 20\text{ mm}$ mittig an der Unterkante der Löcher der Dübelleisten angeordnet. Die Modellierung des Einzelstabes erfolgt nach dem selben Prinzip, das für die Bewehrung aus Variante 1b gewählt wurde (siehe Kapitel 4.3). Die Modellierung der Variante 1c ist in der Abbildung 4.16 ersichtlich.

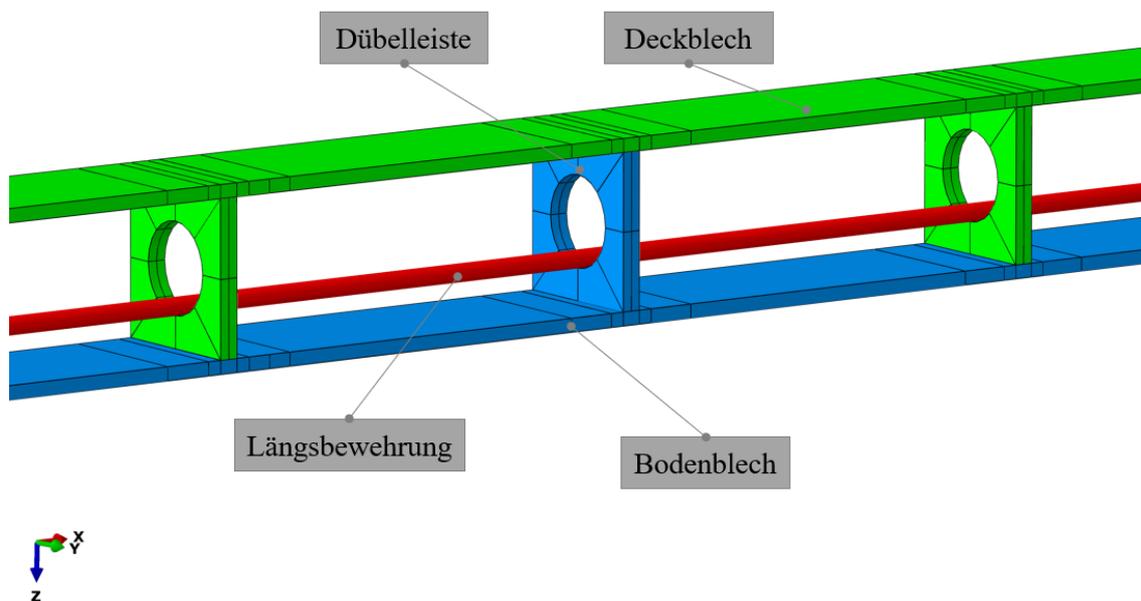


Abb. 4.16: Modellierung der Variante 1c mit Einzelstab

4.2.4 Variante 2a der SCSC-Platte

Bei Variante 2a wird die unbewehrte SCSC-Platte verwendet, jedoch wird der Abstand der Dübelleisten auf ein Raster von $900/100\text{ mm}$ geändert. Ansonsten wird hinsichtlich der Geometrie nichts geändert. Die Modellierung der Variante 2a kann der Abbildung 4.17 entnommen werden.

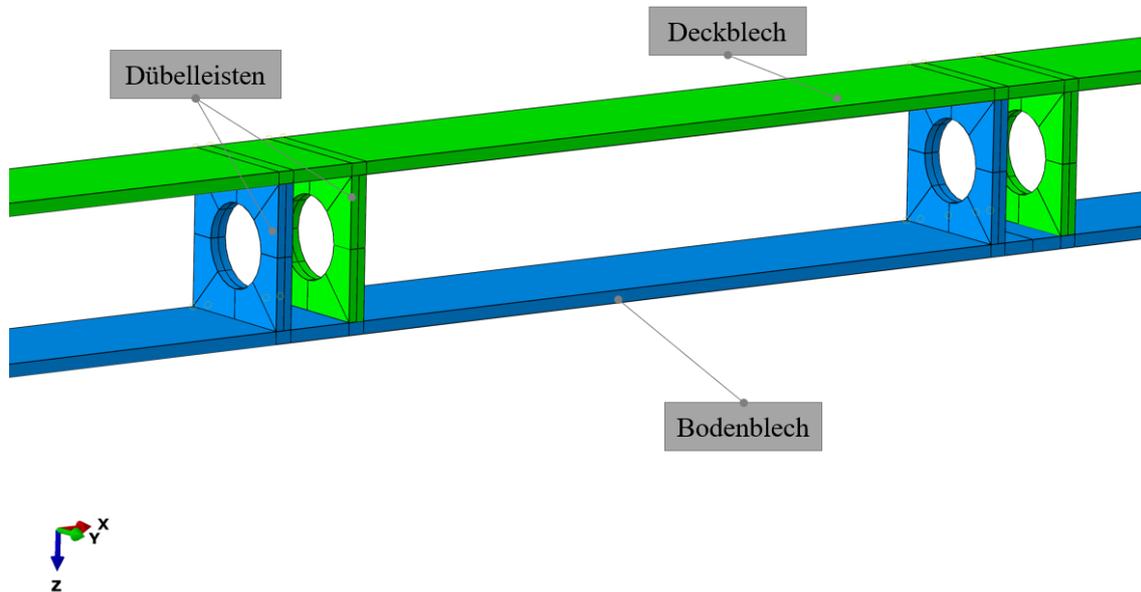


Abb. 4.17: Modellierung der Variante 2a

4.2.5 Variante 2b der SCSC-Platte

Bei Variante 2b wird wie bei Variante 1b ein Bewehrungskorb hinzugefügt. Der Durchmesser der Stäbe, sowie die Geometrie der Wendel bleiben unverändert. Die Wendel werden nur an die Abstände der Dübelleisten angepasst. Die Modellierung des Bewehrungskorbes und des Verbunds erfolgt analog zur Variante 1b (siehe Kapitel 4.3). Die Modellierung dieser Variante ist in der Abbildung 4.18 dargestellt.

4.2.6 Variante 2c der SCSC-Platte

Bei Variante 2c wird anstatt des Bewehrungskorbes ein Einzelstab mit einem Durchmesser von $d = 20\text{ mm}$ hinzugefügt. Dieser wird mittig an der Unterkante der Löcher der Dübelleisten angeordnet. Die Materialeigenschaften und der Verbund werden auch hier analog zu Variante 1b übernommen (siehe Kapitel 4.3). Die Modellierung der Variante ist in der Abbildung 4.19 ersichtlich.

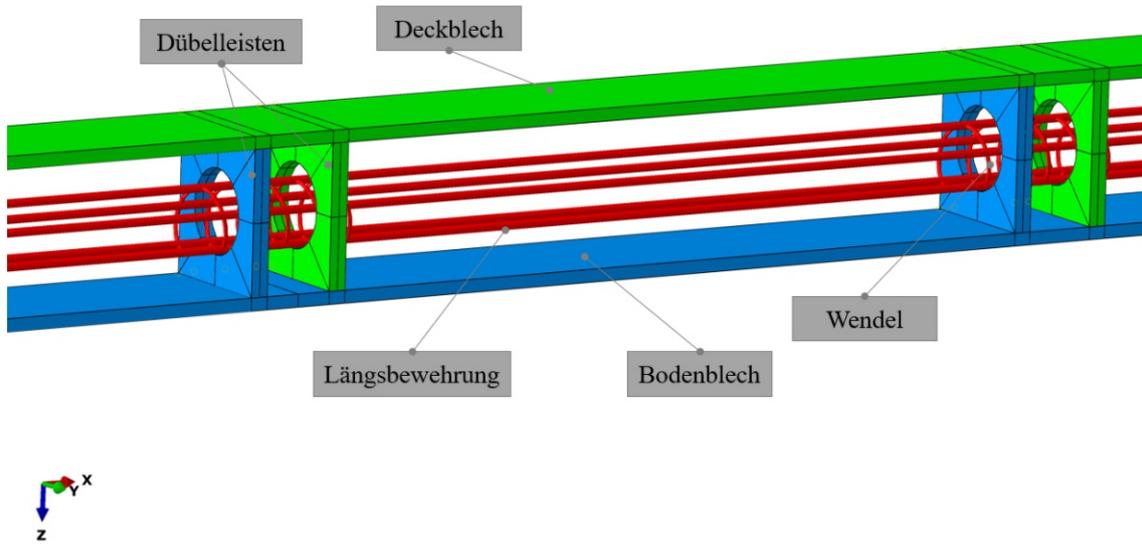


Abb. 4.18: Modellierung der Variante 2b mit Bewehrungskorb

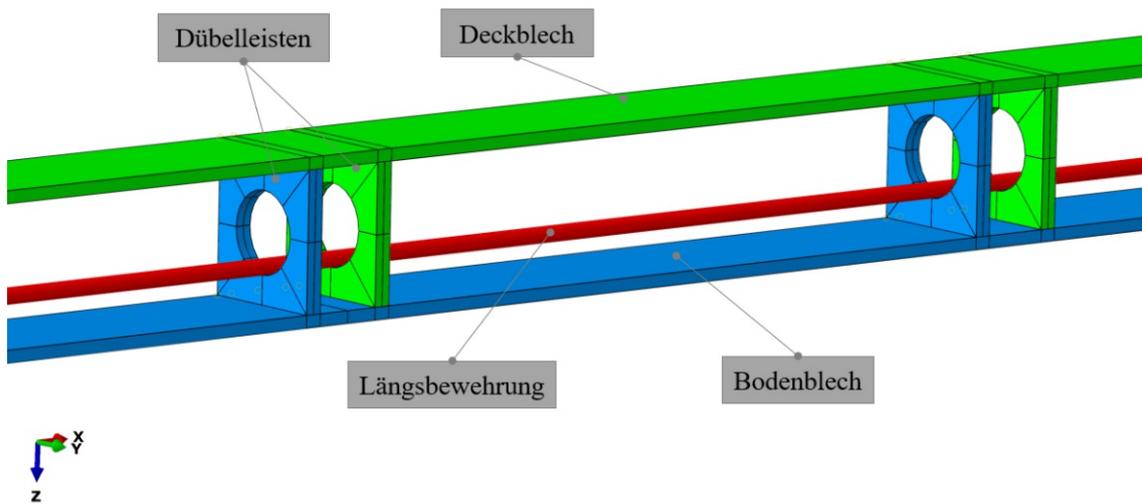


Abb. 4.19: Modellierung der Variante 2c mit Einzelstab

4.2.7 Variante 3 der SCSC-Platte

Bei Variante 3 der SCSC-Platte beträgt der Achsabstand der Dübelleisten, gleich wie bei Variante 2, $900/100\text{ mm}$. Der Achsabstand der Löcher in den Dübelleisten wird auf 330 mm verdoppelt. Zwischen den Löchern wird jeweils ein Kopfbolzendübel angeschweißt. Die Auslegung der Löcher in den Dübelleisten wird bei zwei benachbarten Dübelleisten gegengleich ausgeführt, sodass der Kopfbolzen durch das Loch der benachbarten Dübelleiste hindurch geführt werden kann. Die Kopfbolzendübel werden mit einem Achsabstand von 330 mm auf die Dübelleisten geschweißt. In Abbildung 4.20 sind die Querschnitte von zwei benachbarten Dübelleisten dargestellt und in Abbildung 4.21 ist eine Draufsicht der Variante 3 zu sehen.

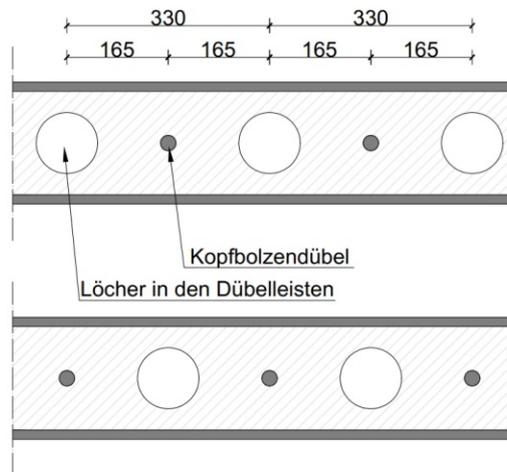


Abb. 4.20: Querschnitt der Variante 3 von zwei benachbarten Dübelleisten

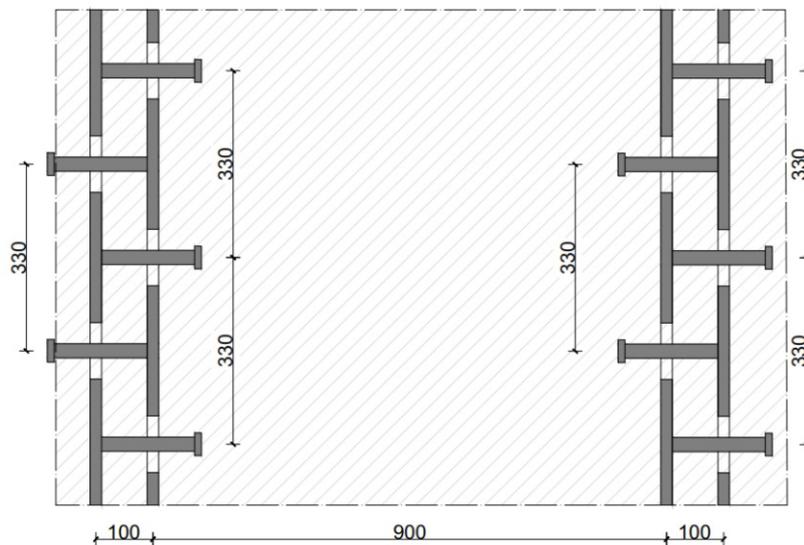


Abb. 4.21: Draufsicht der Variante 3

Das Boden- und Deckblech wird so mit seinen Dübelleisten ineinander gesteckt und der Hohlraum mit Beton ausgefüllt. Dadurch soll sichergestellt werden, dass die Lastabtragung in Querrichtung gewährleistet ist. In Abbildung 4.22 ist die Modellierung für die Variante 3 in

ABAQUS/CAE [3] dargestellt. Die Variante 3 ist die einzige, bei der das Modell von einer bis zur benachbarten Dübelmittellachse modelliert wird. Durch die gegengleiche Anordnung der Kopfbolzen wiederholt sich der Querschnitt der Platte nur alle 330 mm . Die modellierte Breite von 165 mm kann jedoch gespiegelt werden, so dass es nicht notwendig ist, ein breiteres Modell für diese Variante zu erstellen.

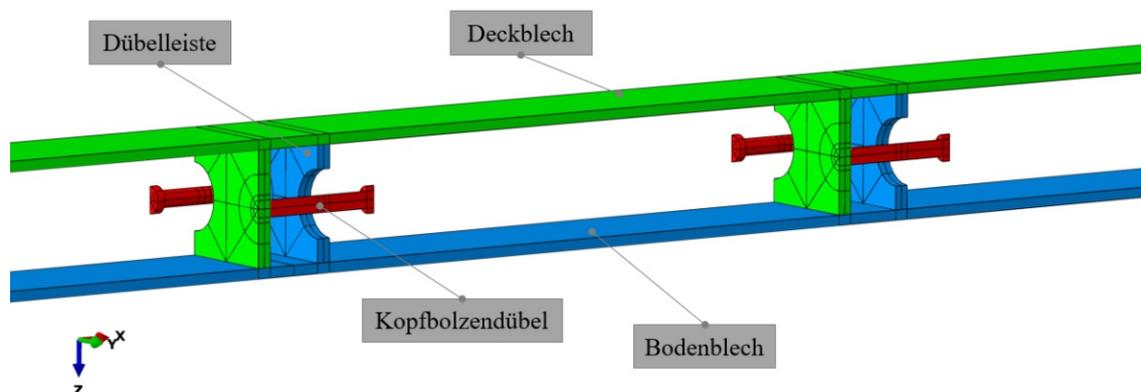


Abb. 4.22: Modellierung der Variante 3 mit Kopfbolzendübel

Der Verbund zwischen den Kopfbolzendübel und dem Betonkörper erfolgte über einen *Surface to Surface Contact* [15] [29]. Dabei wird ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,3$ für die Kontaktfläche definiert. In Normalrichtung wird die Eingabe *Penalty Contact* gewählt. Die Abmessungen der Kopfbolzendübel können der Tabelle 4.1 entnommen werden.

Tab. 4.1: Abmessungen der Kopfbolzendübel

Schaftlänge l_S [mm]	Schaftdurchmesser d_S [mm]	Kopfhöhe h_K [mm]	Kopfdurchmesser d_K [mm]
163	25	12	40

4.2.8 Variante 4 der SCSC-Platte

Der wesentliche Unterschied bei dieser Variante ist, dass die Dübelleisten, die am Bodenblech angeschweißt sind, nur mit Kopfbolzendübel und die Dübelleisten, die am Deckblech angeschweißt sind, nur mit Löchern ausgeführt werden. Die Kopfbolzendübel sind in einer Reihe und in dieselbe Richtung angeordnet (siehe Abbildung 4.25). Aufgrund der durchgehenden Dübelleisten mit den Kopfbolzendübel, die keine Löcher aufweisen, werden immer nur zwei Betonkerne miteinander verbunden. In Abbildung 4.23 sind die Querschnitte der Dübellesiten der Variante 4 dargestellt. Der obere Querschnitt ist die Dübelleiste, an der nur Kopfbolzendübel angeschweißt sind und der untere Querschnitt zeigt die Dübelleiste mit den Aussparungen. In Abbildung 4.24 ist eine Draufsicht der Variante 4 dargestellt.

Die Abmessungen für die Kopfbolzen sind dieselben wie für Variante 3 und können der Tabelle 4.1 entnommen werden.

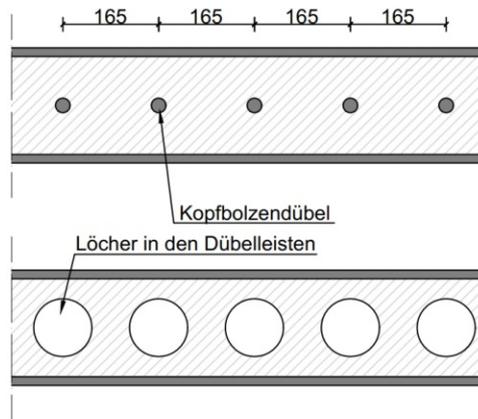


Abb. 4.23: Querschnitt der Variante 4 bei zwei benachbarten Dübelleisten

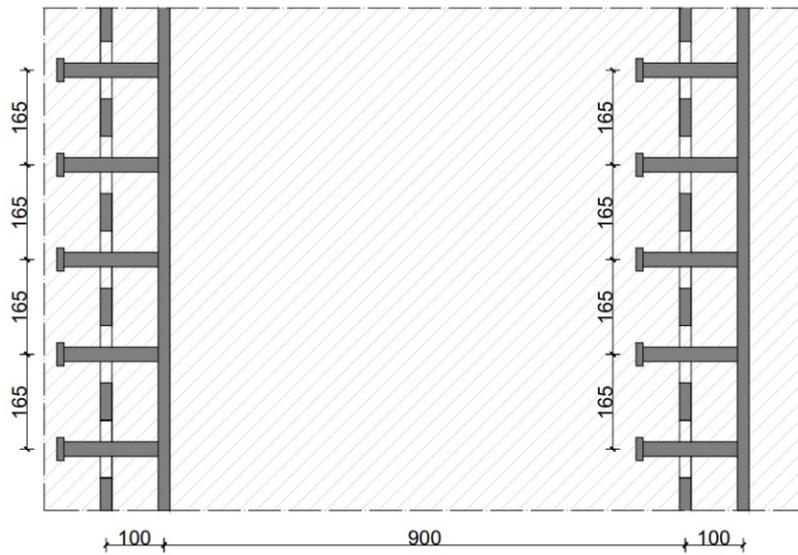


Abb. 4.24: Draufsicht der Variante 4

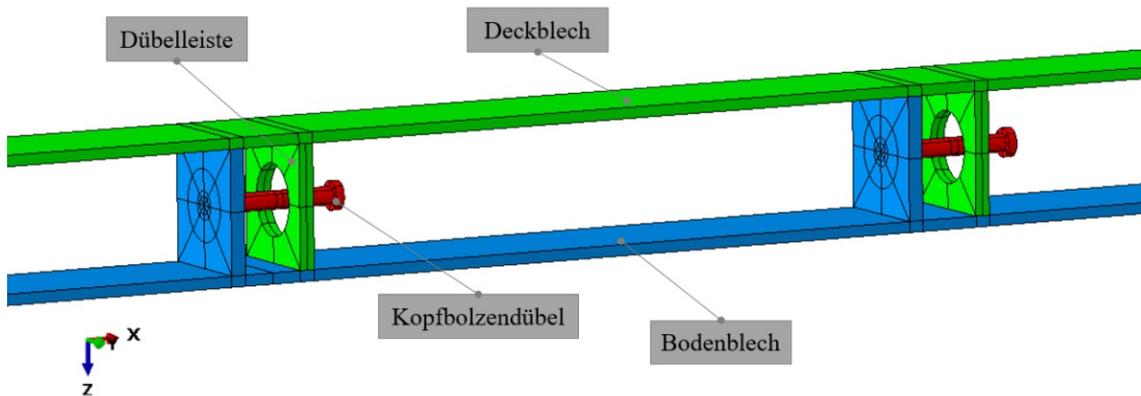


Abb. 4.25: Modellierung der Variante 4 mit Kopfbolzendübel

4.3 Modellierung der Bewehrung

Es werden verschiedene Möglichkeiten der Modellierung von Stahlbetonbauteilen gegenübergestellt. Die einfachste und schnellste Art, um einen Stahlbetonkörper zu modellieren, ist die Verwendung von eindimensionalen *Wire* Elementen für die Bewehrung. Hierbei wird zwischen dem Elementtyp *Truss-T3D2* und dem Elementtyp *Beam-B31* unterschieden. Bei Elementtyp *T3D2* handelt es sich um ein lineares Zwei-Knotenelement. Dieses Element kann nur Axialkräfte aufnehmen und enthält dementsprechend keine Biege- und Schubsteifigkeit. Bei Elementtyp *B31* handelt es sich um ein lineares Zwei-Knotenbalkenelement. Hier werden auch Biege- und Schubsteifigkeit des Querschnittes berücksichtigt. Des Weiteren gibt es noch die Möglichkeit, die Bewehrung als dreidimensionales Objekt zu modellieren, welche jedoch mit einem enormen Berechnungsaufwand verbunden ist.

Der Verbund zwischen der Bewehrung und dem Beton ist grundsätzlich von der Verbundspannung, die entlang der Kontaktfläche vorhanden ist, abhängig. Der Verlauf der Verbundspannung wird in der Regel mit „Verbundspannungskurven“ (siehe Abbildung 4.26) angegeben [1].

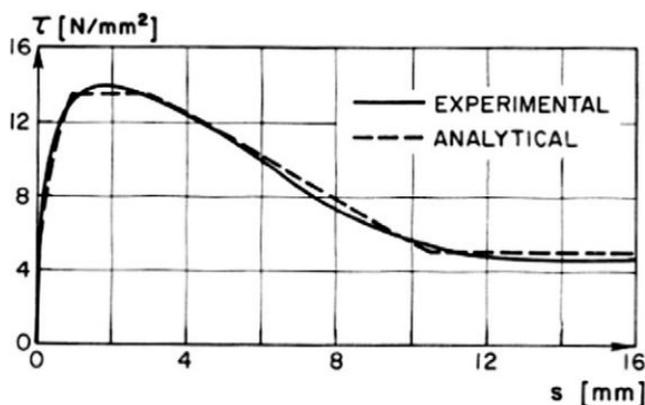


Abb. 4.26: Exemplarische Darstellung einer Verbundspannungskurve [4]

Die Modellierung des Verbunds kann in einem FE-Programm grundsätzlich mit zwei Varianten erfolgen. Entweder man versucht durch diverse Modelle die Realität des nachgiebigen Verbunds nachzubilden oder man vereinfacht die Modellierung durch Verwendung des starren Verbunds.

Es werden Vergleichsberechnungen an 4 Varianten durchgeführt. Diese Untersuchungen werden an einem Modell durchgeführt, dass sowohl eine Länge, als auch eine Breite von einem Meter aufweist (siehe Abbildung 4.27).

Bei diesem Modell wird ein Einzelstab mit einem Durchmesser von $d = 20 \text{ mm}$ in der Mitte der Dübelleistenlöcher durchgeführt. Diese Untersuchung dient nur zur Darstellung, welche Methoden es in der Literatur grundsätzlich gibt und wie diese in *ABAQUS/CAE* [3] umgesetzt werden können. Aufgrund der stark unterschiedlichen Geometrien können die Ergebnisse nicht einfach auf das Plattenstreifen-Modell mit $13,74 \text{ m}$ angewendet werden. Für die Untersuchung werden die folgenden vier Verbundvarianten gewählt:

- 1D-Truss-Element *T3D2*,
- 1D-Beam-Element *B31*,
- 3D-Element *C38DR* mit starren Verbund,
- 3D-Element *C38DR* mit nachgiebigen Verbund.

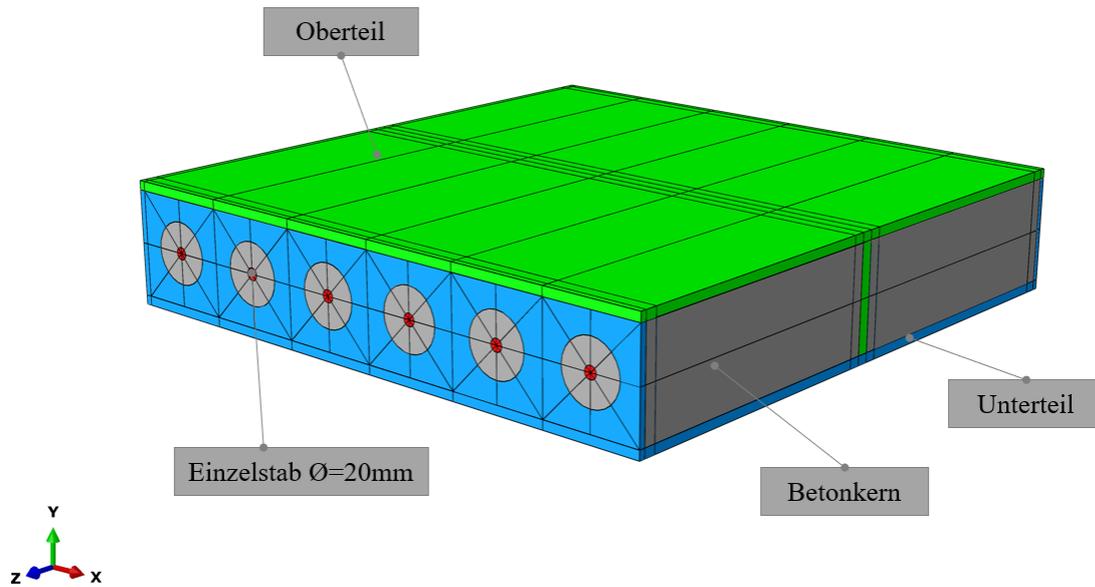


Abb. 4.27: 1 m × 1 m Modell der SCSC-Platte

Die Modellierung der Bewehrung als 1D-Element ist sehr einfach in *ABAQUS/CAE* [3] umzusetzen. Dafür wird im Reiter *Parts* ein *Wire Element* gewählt und die Geometrie der Bewehrung eingegeben. Im Nachfolgenden muss der Typ des Elements festgelegt werden. Die beiden 1D-Elemente unterscheiden sich - wie bereits oben beschrieben - nur durch das Vorhandensein von Biege- und Schubsteifigkeit des Stabes. Um diese 1D-Elemente nun mit dem Betonkörper zu verbinden, kann der Befehl *Embedded Region* im Reiter *Constraints* gewählt werden. Dabei wird ein starrer Verbund zwischen dem Beton und dem Bewehrungsstahl hergestellt.

Die Modellierung der Bewehrung als 3D-Element ist mit wesentlich mehr Aufwand verbunden. Zuerst muss die Bewehrung im Reiter *Parts* als dreidimensionales Objekt angelegt werden. Dabei ist zu beachten, dass im Bereich der Bewehrung im Betonkörper eine Aussparung vorgesehen wird. Die einfachere Variante um den Verbund zwischen den beiden Körpern sicherzustellen ist, die beiden Oberflächen mit dem Befehl *Tie* im Reiter *Constraints* starr miteinander zu verbinden.

Für die Modellierung des nachgiebigen Verbunds gibt es in der Literatur verschiedene Ansätze. Ein häufig angewandtes Modell ist das von Eligehausen et al. [4] vorgeschlagene und im *CEB FIP ModelCode 1990* [2] beschriebene *bond-slip model*. Es wird durch einen nichtlinearen Anstieg bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{max} beschrieben. Beim Erreichen dieser Verbundspannung wird, abhängig von diversen Parametern, wie zum Beispiel *confinement* des Betons, ein Plateau gehalten. Danach kommt es zum linearen Abfall, bis das zweite Plateau erreicht wird. Dieses Plateau beschreibt den Reibungsverbund τ_f zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Beton. Dieser Verbund wird durch den Reibungskoeffizienten zwischen den beiden Komponenten beschrieben und ist unabhängig von der Relativverschiebung.

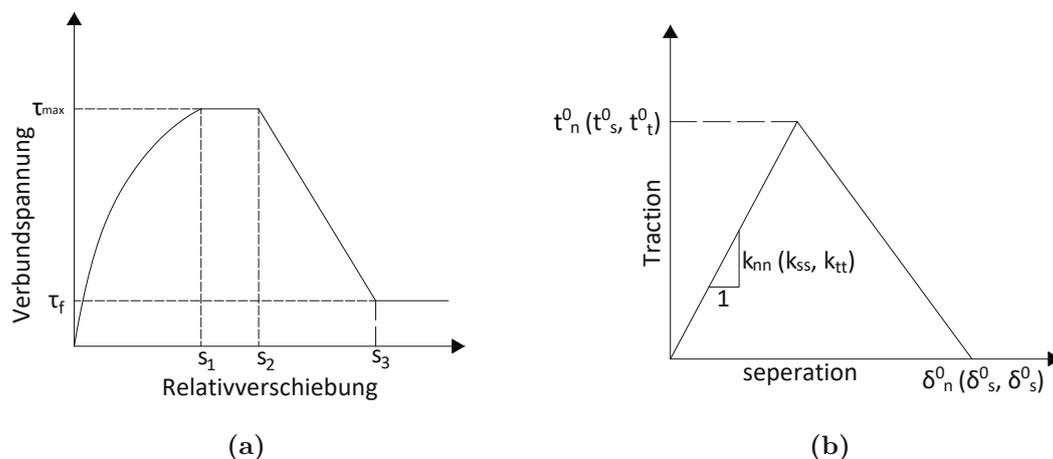


Abb. 4.28: (a) Verbundspannungskurve vorgeschlagen von Eligenhausen et al. [4] und angeführt im *CEB FIP ModelCode 1990* [2] (b) *traction-separation* Kurve vorgeschlagen von Henrique et al. [8]

Um jedoch den Modellierungs- und Berechnungsaufwand des nachgiebigen Verbunds zu minimieren, wird eine vereinfachte Verbundspannungskurve mit der Methode *cohesive layer* angewendet. Bei dieser Methode kann die Verbundspannungskurve mit einer *traction-separation law* angenähert werden. Der Anstieg der Verbundspannung wird bei dieser Variante linear angenähert. Außerdem wird kein Plateau nach Erreichen der maximalen Verbundspannung gehalten. Somit entsteht eine bilineare Kurve. Der Anstieg der Kurve wird über die Steifigkeitskoeffizienten k_{ss} , k_{tt} und k_{nn} definiert. Bei k_{ss} und k_{tt} handelt es sich um Koeffizienten, die die Schubverformung beschreiben. Diese können als Annäherung aus der maximalen Verbundspannung und der bei diesem Wert auftretenden Relativverschiebung berechnet werden [8].

$$k_{ss} = k_{tt} = \frac{\tau_{max}}{s_1} \quad (4.1)$$

Für die Berechnung der Komponente k_{nn} kann laut Gan [5] eine viel größere Steifigkeit angenommen werden.

$$k_{nn} = 100 \cdot k_{ss} = 100 \cdot k_{tt} \quad (4.2)$$

Für die Berechnung der maximalen Verbundspannung und der Relativverschiebungen gibt es Tabellenwerte, wie in der Tabelle 3.1.1 des *CEB FIP ModelCode 1990* [2] angegeben. Desweiteren gibt es analytische Formeln in der Literatur, die noch weitere Einflüsse des Verbunds berücksichtigen [14]. Diese werden für die Vergleichsberechnungen verwendet.

Die analytische Formel für die Berechnung der maximalen Verbundspannung τ_{max} besteht aus zwei Teilen, wobei der erste den Beton, und der Zweite eine vorhandene Bügelbewehrung berücksichtigt.

$$\tau_{max} = R \cdot \left(0,55 + 0,24 \frac{c_c}{d_b}\right) \cdot \sqrt{f_c} + 0,191 \cdot \frac{A_t f_y}{S_s d_b} \quad (4.3)$$

Da bei den Vergleichsrechnungen keine Bügelbewehrung vorhanden ist, wird dieser Teil nicht berücksichtigt. Bei dem Anteil des Betons wird die Betondeckung c_c , der Bewehrungsdurchmesser d_b , die Druckfestigkeit des Betons f_c und der Reduktionsfaktor R , der die Korrosion beschreibt,

berücksichtigt. Da für die vorliegende Berechnung keine Korrosion berücksichtigt wird, wird der Reduktionsfaktor R zu 1,0 gesetzt.

Die Relativverschiebung bei maximaler Verbundspannung kann der Gleichung (4.4) entnommen werden,

$$s_{max} = 0,15 \cdot c_0 \cdot \exp\left(\frac{10}{3} \ln \frac{\tau_{max}}{\tau_1}\right) + s_0 \ln\left(\frac{\tau_1}{\tau_{max}}\right) \quad (4.4)$$

wobei c_0 der Abstand der Rippen des Bewehrungsstahls ist (8 mm als Annahme laut Kallias und Rafiq 2010 [14]), s_0 entspricht 0,15 mm für nicht *confined* Beton und τ_1 ist die Verbundspannung in perfektem Beton und wird laut Gleichung (4.5) berechnet.

$$\tau_1 = 2,57 \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.5)$$

Die maximale Relativverschiebung, bei der der Verbund komplett verloren geht, kann wie folgt berechnet werden:

$$s_2 = 0,35 \cdot c_0. \quad (4.6)$$

Für die vorliegende Vergleichsberechnung werden diverse Werte auf der sicheren Seite angenähert. Die Betondeckung ist im Bereich der Dübelleisten mit 40 mm am geringsten. Dieser Wert wird jedoch für die gesamte Länge der Bewehrung angenommen. Des Weiteren wird das Modell als nicht *confined* angenommen, obwohl der Betonkern von Deck- und Bodenblech vollflächig umschlossen ist und dies vermutlich einen gewissen Einfluss hätte. Auf eine genauere Modellierung wird verzichtet, da diese Werte bereits kaum eine Abweichung von den anderen Varianten lieferten.

Alternativ kann, wie bereits oben beschrieben, auf die genaue Ermittlung der Verbundspannung und Relativverschiebung mittels analytischen Formeln verzichtet werden und die Werte aus der Tabelle 3.1.1 des *CEB FIP ModelCode 1990* [2] verwendet werden.

Tab. 4.2: Parameter Der Verbundspannungskurve nach *CEB FIP ModelCode 1990* [2]

Parameter	Unconfined Concrete		Confined Concrete	
	Gute Verbundbedingungen	Schlechte Verbundbedingungen	Gute Verbundbedingungen	Schlechte Verbundbedingungen
s_1	0,6 mm	0,6 mm	1,0 mm	1,0 mm
s_2	0,6 mm	0,6 mm	3,0 mm	3,0 mm
s_3	1,0 mm	2,5 mm	Clear rib spacing	Clear rib spacing
α	0,4 mm	0,4 mm	0,4 mm	0,4 mm
τ_{max}	$2,0\sqrt{f_{ck}}$ mm	$1,0\sqrt{f_{ck}}$	$2,5\sqrt{f_{ck}}$	$1,25\sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0,15\tau_{max}$	$0,15\tau_{max}$	$0,40\tau_{max}$	$0,40\tau_{max}$

Zusätzlich zum Verbundverhalten wird für den Kontakt noch die Einstellung *hard contact* gewählt, um eine Penetration des Materials zu vermeiden. Für den Vergleich der verschiedenen Modellierungsvarianten wird das Modell der SCSC-Platte (siehe Abbildung 4.27) mit Biegung und Normalkraft beansprucht. In Abbildung 4.30 ist die statische Modellbildung des Modells dargestellt. Als statisches System wird ein Kragträger gewählt, auf dem eingeprägte Verformungen aufgebracht werden.

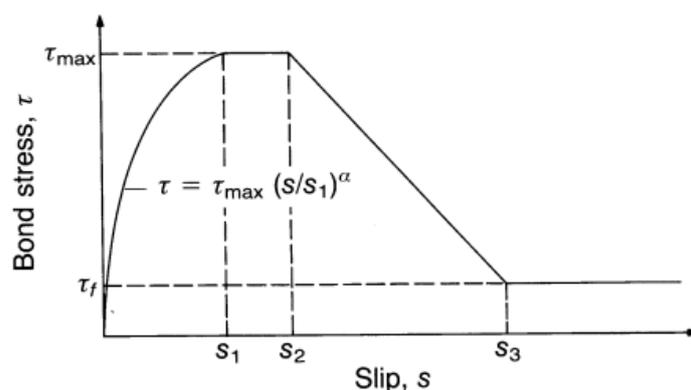


Abb. 4.29: Verbundspannungskurve des *CEB FIP ModelCode 1990*[2]

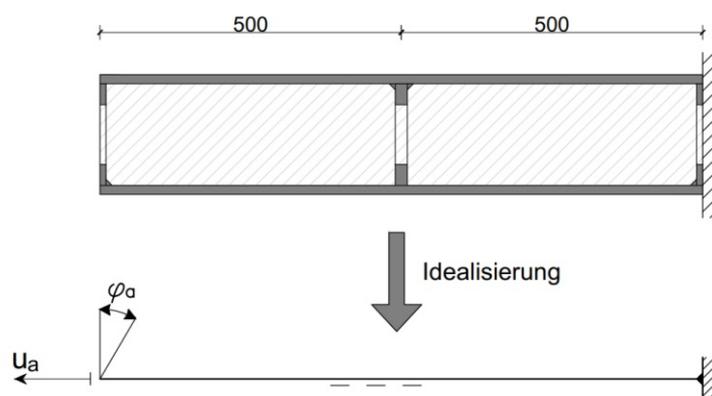


Abb. 4.30: Statische Modellbildung der SCSC-Platte für die Berechnungen

An einem Ende der Platte wird eine Querschnittsverdrehung φ_a von $-1,347 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ und eine Verschiebung in Längsrichtung u_a der Platte von $0,8161 \text{ mm}$ aufgebracht. Diese Werte werden gewählt, da bei zuvor durchgeführten Berechnungen am *Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau* mit dem Programm *Dlubal RFEM* [6], diese in der Feldmitte der Trogbücke berechnet wurden. Da zu diesem Zeitpunkt noch keine weiteren Ergebnisse bekannt waren, werden diese als Startwerte definiert. Am anderen Ende der Platte wird eine Lagerungsbedingung angesetzt, die sämtliche Verschiebungen (U_1, U_2, U_3) und Verdrehungen (UR_1, UR_2, UR_3) verhindert. Für die Definition der Freiheitsgrade wird auf das Kapitel 6 verwiesen. Die Auflagerbedingungen und die Aufbringung der eingepprägten Verformungen, sind in der Abbildung 4.31 und Abbildung 4.32 dargestellt. Außerdem wird das gesamte Modell in Brückenquerrichtung gehalten.

Die Krümmung des Modells wird aufgrund der geringen Länge, näherungsweise mit folgender Beziehung berechnet:

$$\kappa = \frac{\varphi_a}{1 \text{ m}}. \quad (4.7)$$

Das resultierende Moment kann im *Reference Point* des *Analytical Rigids* abgelesen werden. Mit der nachfolgenden Formel:

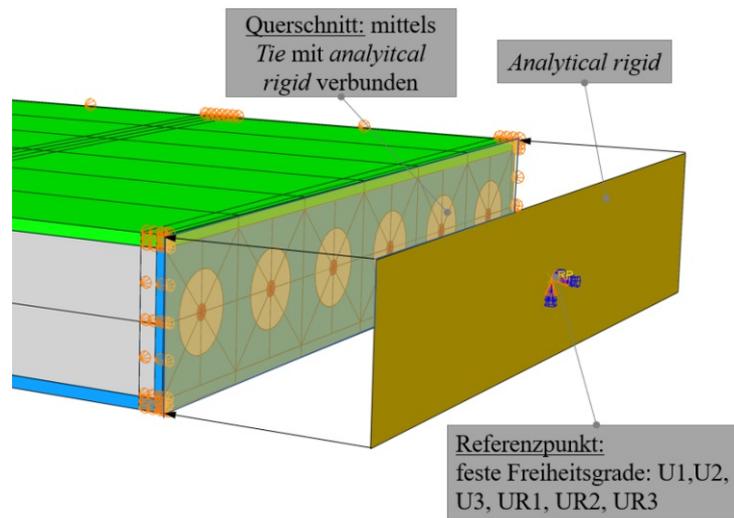


Abb. 4.31: Lagerungsbedingungen des SCSC-Plattenmodells im Programm *ABAQUS/CAE* [3]

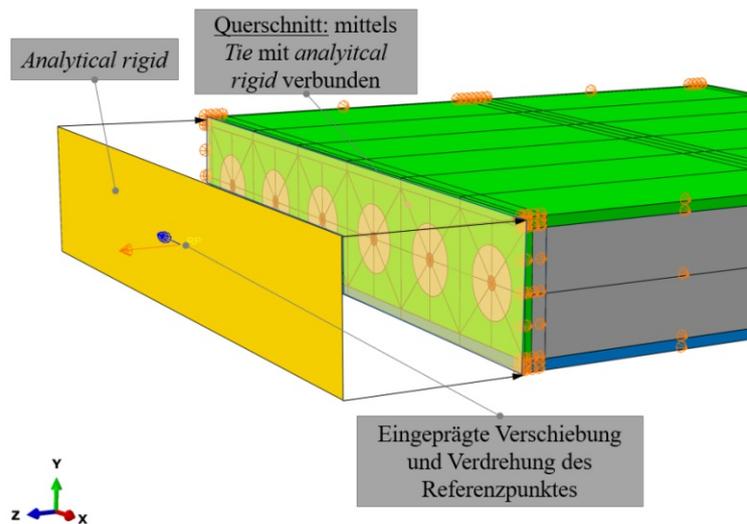


Abb. 4.32: Eingeprägte Verformungen auf das SCSC-Plattenmodell im Programm *ABAQUS/CAE* [3]

$$EI_{\text{längs}} = \frac{M}{\kappa}, \quad (4.8)$$

kann für die vier Varianten die Biegesteifigkeit berechnet werden. Diese sind in der Tabelle 4.3 angeführt.

Tab. 4.3: Biegesteifigkeit für verschiedene Bewehrungsmodellierung

Modellierung der Bewehrung	Biegesteifigkeit $EI_{längs,g+q,LM71}$ [N/mm ²]
1D-Truss Element <i>T3D2</i>	60893
1D-Beam Element <i>B31</i>	60889
3D-Element <i>C3D8R</i> mit starren Verbund	60750
3D-Element <i>C3D8R</i> mit <i>cohesive layer</i>	60624

Es ist zu erkennen, dass sich für alle Varianten in etwa gleich große Biegesteifigkeiten ergeben. Ein leichtes Sinken der Steifigkeit ist bei Erhöhung des Modellierungsgrades festzustellen. Dieser Effekt war zu erwarten. Da der Unterschied jedoch sehr klein ist, wird für alle weiteren Berechnungen das **Beam-Element B31** gewählt. Dieses kann im Gegensatz zum *Truss-Elements T3D2* einen dreidimensionalen Spannungszustand darstellen, erfordert jedoch keinen erhöhten Berechnungsaufwand. Dass nicht immer eine genaue Modellierung notwendig ist, wird auch in diversen anderen Untersuchungen von Stahlbetontragwerken festgestellt [21] [12] [10]. Wenn man jedoch an den genauen Spannungen in der Kontaktfläche der Bewehrung interessiert ist oder ein glattes vorgespanntes Stahlglied verwendet wird, kann der erhöhte Berechnungsaufwand in Erwägung gezogen werden. Zusätzlich ist anzumerken, dass die Untersuchung eines Ausziehversuches von Jendele et al. [12] ergeben haben, dass der Unterschied zwischen starren und nachgiebigen Verbund mit steigender Feinheit des Diskretisierungsgrades abnimmt. Deswegen wird bei der Modellierung darauf geachtet, dass die Elemente im Bereich der Bewehrung die Größe des Durchmessers nicht stark übersteigen.

4.4 Materialmodelle

In diesem Kapitel wird auf die Definition der verwendeten Materialgesetze genauer eingegangen. In *ABAQUS/CAE* [3] kann ein Material selbst erstellt werden und alle relevanten Eigenschaften zusammengefasst werden. Ein Material wird dadurch definiert, indem mehrere Werkstoffeigenschaften in einem Definitionsfeld eingetragen werden [25]. Die Festlegung der Arbeitslinie der Materialien kann über die Eingabe von Spannungs-Dehnungs-Wertepaaren erfolgen [22]. Bei der Eingabe der Materialdefinitionen wird auf vorausgehende Forschungsarbeiten zurückgegriffen. *Takács* [27] hat in seiner Dissertation „*Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte*“ die für die Versuche verwendeten Materialien Beton und Stahl genau beschrieben [27]. Die Modellierung von einer Bewehrung oder Kopfbolzendübel wurde in den vorausgehenden Forschungsarbeiten noch nicht berücksichtigt. Die etwaige Notwendigkeit dieser Bauteilkomponenten wurde erst durch weitergehende Untersuchungen zur Tragfunktionsanalyse der SCSC-Platte in Längsrichtung ersichtlich.

Für die Modellierung der Versuchskörper kommen folgende Materialgesetze zum Einsatz:

- Stahl – „*Classic metal plasticity*“ (CMP)
- Bewehrung – „*Classic metal plasticity*“ (CMP)
- Kopfbolzendübel – „*Classic metal plasticity*“ (CMP)
- Wendel - „*Linear elastic behavior*“ (LEB)
- Beton – „*Concrete Damaged Plasticity*“ (CDP)

4.4.1 Materialgesetz für Stahl (CMP)

Für die Modellierung des Baustahls wird in *ABAQUS/CAE* [3] das Materialmodell „*Classic Metal Plasticity*“ gewählt. Für isotrope Materialien wird in *ABAQUS/CAE* [3] das Fließkriterium nach Mises verwendet. Um das linear-elastische Materialverhalten zu beschreiben, wird der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν benötigt. Das plastische Materialverhalten wird durch die isotrope und kinematische Verfestigung beschrieben. Üblicherweise wird der inelastische Anteil der Verformung ab Erreichen der Fließgrenze adaptiert. Dadurch kann das Materialverhalten bis zur Zugfestigkeit simuliert werden [23]. In Abbildung 4.33 ist die Arbeitslinie eines solchen Materialgesetzes für eine zweifache Beanspruchung mit Entlastungspfad dargestellt.

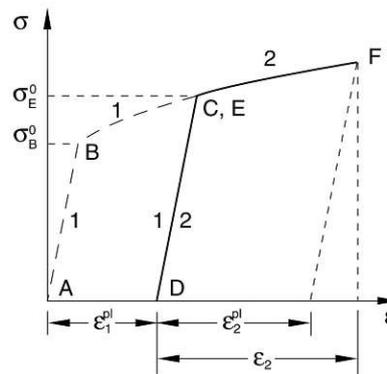


Abb. 4.33: Arbeitslinie mit Verfestigung für Baustahl S355 [23]

Das betrachtete Material wird im ersten Belastungszyklus über seine Fließgrenze σ_B^0 hinaus beansprucht und anschließend nach Erreichen der Spannung σ_E^0 wieder entlastet. Durch diesen Belastungsverlauf kommt es zu einer Verfestigung des Materials und einer plastischen Verformung ε_1^{pl} , welche sich nach vollständiger Entlastung nicht wieder zurückbildet. Die Verläufe zwischen den Punkten A-B und C-D laufen parallel zueinander. Bei einer erneuten Belastung entspricht die neue Fließgrenze des Materials der Spannung σ_E^0 . Erst wenn diese Spannung überschritten wird, kommt es zu weiteren plastischen Verformungen ε_2^{pl} . Die elastische Verformung kann sich trotz Überschreitung der Fließgrenze wieder zurückbilden [23].

4.4.2 Materialkennwerte für Baustahl S355 (CMP)

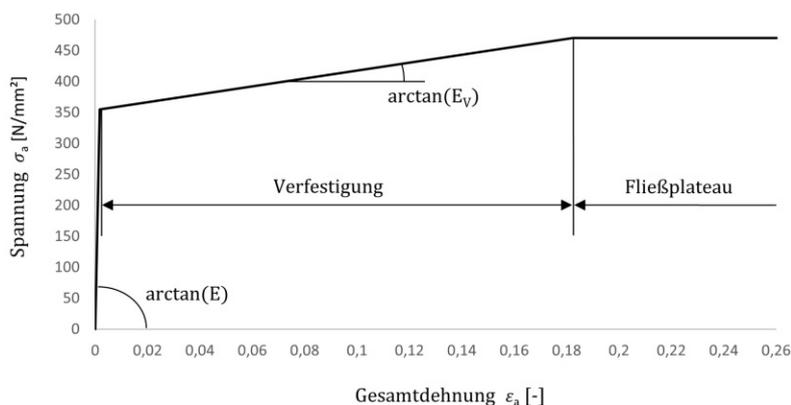
Für die Definition des linear-elastischen Bereiches der Arbeitslinie sind lediglich der Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν erforderlich. Das plastische Verhalten des Materials wird über die beiden Grenzwerte des Verfestigungsbereiches festgelegt. In *ABAQUS/CAE* [3] wird die plastische Verformung ε_p näherungsweise bis zum Erreichen der Fließspannung mit 0 gewählt. Die maximale plastische Verformung ergibt sich bei Erreichen der Zugfestigkeit. In Tabelle 4.4 sind die für die Berechnung zugrunde gelegten Materialkennwerte angegeben.

Die Werte zur Beschreibung der plastischen Verformung ε_p , werden entsprechend der Vorgaben des *Instituts für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau* an der *TU Wien* übernommen. In Abbildung 4.34 ist die Arbeitslinie für den Baustahl S355 dargestellt. Dazu werden die elastische und plastische Verformung überlagert. Die Steigung der Arbeitslinie im linear elastischen Bereich entspricht dem Elastizitätsmodul E und die Steigung im Verfestigungsbereich entspricht dem Verfestigungsmodul E_V . Man kann erkennen, dass der Verfestigungsmodul nur einen Bruchteil des Elastizitätsmoduls entspricht. Wird die Fließspannung des Materials überschritten, nehmen

Tab. 4.4: Elastische und plastische Materialkennwerte für Baustahl S355

elastische Parameter				
Elastizitätsmodul	$E =$	210000	$[N/mm^2]$	EN 1993-1-1
Dichte	$\rho =$	$7,85 \times 10^{-9}$	$[t/mm^3]$	
Querdehnzahl	$\nu =$	0,30	$[-]$	EN 1993-1-1
plastische Parameter				
Fließgrenze	$f_y =$	355	$[N/mm^2]$	
Zugfestigkeit	$f_u =$	470	$[N/mm^2]$	
max. plastische Dehnung	$\varepsilon_p =$	0,18	$[-]$	

die Verformungen stark zu. Nach Erreichen der Zugfestigkeit können keine weiteren Spannungen aufgenommen werden.

**Abb. 4.34:** Arbeitslinie mit Verfestigung für Baustahl S355

4.4.3 Materialkennwerte für Bewehrungsstahl (CMP)

Die Eingabe der Materialparameter für die Längsbewehrung erfolgt nach dem selbem Prinzip wie für den Baustahl. Die Arbeitslinie besteht aus einem linear elastischen Bereich bis hin zur Fließgrenze und geht dann in den Verfestigungsbereich über, bis die maximale plastische Dehnung von 0,18 erreicht wird. In Tabelle 4.5 sind die elastischen und plastischen Parameter für die Berechnung im Programm angegeben.

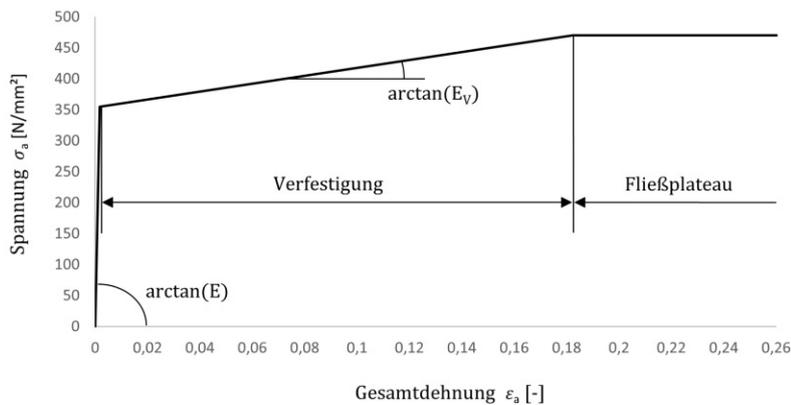
In Abbildung 4.35 ist die Arbeitslinie für den Bewehrungsstahl dargestellt. Das Material hat eine höhere Fließspannung als der Baustahl S355, jedoch einen flacheren Verfestigungsbereich.

4.4.4 Materialkennwerte für Federstahl 1.1200 (LEB)

Die Wendel im Bereich der Dübelleisten werden mit einem Federstahl der Festigkeitsklasse 1.1200 modelliert. Für den Federstahl wird eine linear elastische Arbeitslinie zu Grunde gelegt, die beim Erreichen der Zugfestigkeit endet. Folgende elastische Parameter sind für die Modellierung notwendig.

Tab. 4.5: Elastische und plastische Materialkennwerte für die Längsbewehrung

elastische Parameter			
Elastizitätsmodul	$E =$	200000	$[N/mm^2]$
Dichte	$\rho =$	$7,85 \times 10^{-9}$	$[t/mm^3]$
Querdehnzahl	$\nu =$	0,30	$[-]$
plastische Parameter			
Fließgrenze	$f_y =$	570	$[N/mm^2]$
Zugfestigkeit	$f_u =$	660	$[N/mm^2]$
maximale plastische Dehnung	$\varepsilon_p =$	0,18	$[-]$

**Abb. 4.35:** Arbeitslinie mit Verfestigung für Bewehrung**Tab. 4.6:** Elastische Materialkennwerte für Federstahl 1.1200

elastische Parameter			
Elastizitätsmodul	$E =$	206000	$[N/mm^2]$
Dichte	$\rho =$	$7,85 \times 10^{-9}$	$[t/mm^3]$
Querdehnzahl	$\nu =$	0,30	$[-]$
Zugfestigkeit	f_u	1200	$[N/mm^2]$

4.4.5 Materialgesetz für Beton (CDP)

Um das nichtlineare Verhalten des Betons gut abbilden zu können, wird das Materialmodell „Concrete Damage Plasticity“ (CDP), gewählt. Bei diesem Modell wird angenommen, dass zwei Mechanismen zum Versagen des Betons führen können. Dabei handelt es sich um das Versagen aufgrund von Rissbildung durch Zugbeanspruchung und dem Versagen aufgrund von zu hoher Druckspannung. Der Verlauf der Fließfläche, sowohl für Druck-, als auch Zugbeanspruchung, wird über die inelastischen Dehnungen $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ und $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ beschrieben [23]. Sämtliche Formeln und Abbildungen zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung und des Schädigungsparameter d werden aus [23] und [27] übernommen.

In Abbildung 4.36 ist die Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton unter einachsigen Zug dargestellt. Es wird vereinfacht angenommen, dass der Beton sich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit σ_t^0 linear elastisch verhält. Wenn die Zugfestigkeit σ_t^0 im Beton erreicht ist, treten die ersten Mikrorisse auf. Wird die Dehnung darüber hinaus gesteigert, nimmt die aufnehmbare Zugspannung ab. Dies kann dadurch begründet werden, da bei zunehmender Rissbildung die effektive Fläche im Beton, welche zur Aufnahme der Zugbeanspruchung zur Verfügung steht, abnimmt. Die Entstehung der Mikrorisse wird durch eine Abminderung des Elastizitätsmoduls anhand des Schädigungsparameters d_t beschrieben [23].

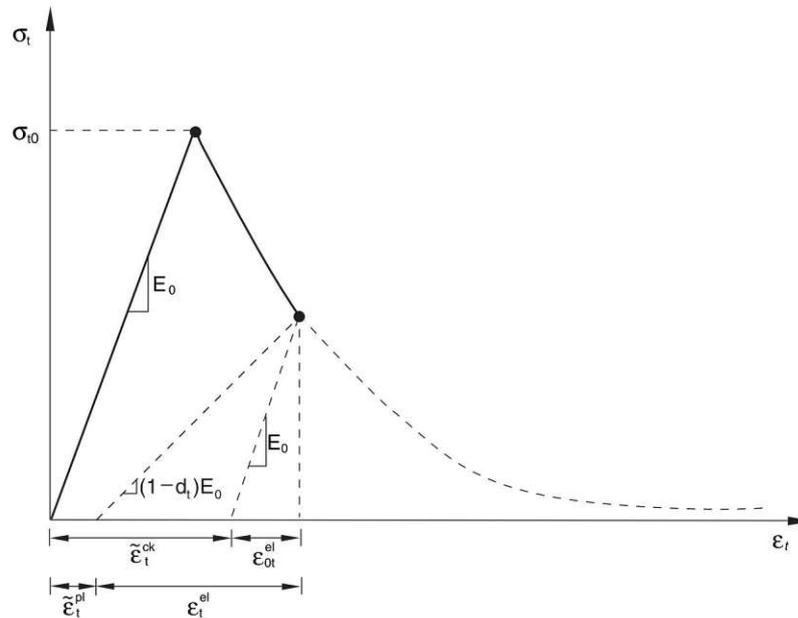


Abb. 4.36: Arbeitslinie für einachsigen Zug in CDP [23]

$$\epsilon_t = \tilde{\epsilon}_t^{pl} + \epsilon_t^{el} \quad (4.9)$$

$$\epsilon_t^{el} = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t) \cdot E_0} \quad (4.10)$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (4.11)$$

In Abbildung 4.37 wird das Verhalten des Betons unter einachsigen Druck dargestellt. Analog wie bei der einachsigen Zugbeanspruchung wird bis zum Erreichen der Fließspannung σ_{c0} ein linear elastisches Verhalten unterstellt. Im plastischen Bereich kommt es bis zum Erreichen der Druckfestigkeit σ_{cu} zu einer Verfestigung des Betons. Wird der Werkstoff darüber hinaus belastet, kommt es zu einer Entfestigung durch Brüche im Beton und die aufnehmbare Spannung nimmt ab. Diese Enthärtung wird ebenfalls durch den Schädigungsparameter d_c beschrieben [23].

$$\epsilon_c = \tilde{\epsilon}_c^{pl} + \epsilon_c^{el} \quad (4.12)$$

$$\epsilon_c^{el} = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c) \cdot E_0} \quad (4.13)$$

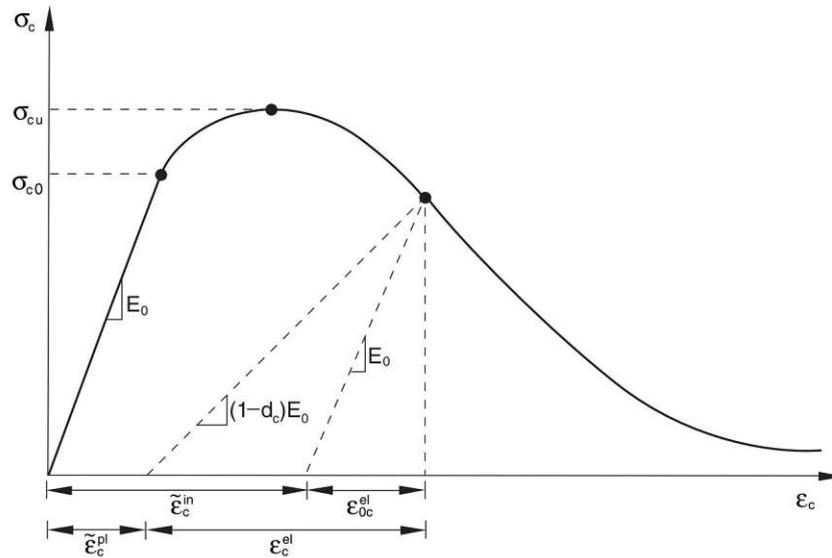


Abb. 4.37: Arbeitslinie für einaxialen Druck in CDP [23]

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (4.14)$$

Die zweite Variante zur Berechnung der Gesamtdehnung ϵ erfolgt über die inelastische Stauchung $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ bei Druckbeanspruchung und die Dehnung zufolge Rissöffnung $\tilde{\epsilon}_t^{ck}$ bei Zugbeanspruchung. Die beiden Werte müssen mit dem linear-elastischen Verhalten ϵ_{0c}^{el} bzw. ϵ_{0t}^{el} des Betons im ungeschädigten Zustand addiert werden.

$$\epsilon_c = \tilde{\epsilon}_c^{in} + \epsilon_{0c}^{el} \quad (4.15)$$

$$\epsilon_t = \tilde{\epsilon}_t^{ck} + \epsilon_{0t}^{el} \quad (4.16)$$

In *ABAQUS/CAE* [3] wird bei CDP für die Definition des Druckverhaltens die inelastische Stauchung $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ und für das Zugverhalten die Rissöffnung $u_{t,ck}$ im geschädigten Zustand eingetragen. Zusätzlich dazu wird das elastische Verhalten anhand des Elastizitätsmoduls definiert.

4.4.6 Materialkennwerte für Beton C40/50 (CDP)

Die elastischen und plastischen Materialkennwerte sind abhängig von der Betongüte. Die für die Versuche vorgesehene Betongüte entspricht einem C40/50. In der nachfolgenden Tabelle sind die elastischen und plastischen Materialkennwerte angegeben [27].

Zusätzlich wird für die Modellierung von CDP noch die inelastische Dehnung und die dazugehörigen Druckspannungen benötigt. Für das Zugverhalten hingegen wird die Rissöffnung und die zugehörige Zugspannung abgefragt. Die Werte für das Druck- und Zugverhalten werden aus der Dissertation von *Takács* [27] übernommen und können der Tabelle 4.8 entnommen werden.

Tab. 4.7: elastische und plastische Basiswerte für das Materialmodell des Betons

elastische Parameter				
Elastizitätsmodul	$E =$	35200	$[N/mm^2]$	EN 1992-1-1
Dichte	$\rho =$	$2,40 \times 10^{-9}$	$[t/mm^3]$	
Querdehnzahl	$\nu =$	0,20	$[-]$	EN 1993-1-1
plastische Parameter				
Dilatationswinkel	$\psi_c =$	36	$[^\circ]$	
Exzentrizität	$\epsilon =$	0,10	$-$	
Spannungsverhältnis	$\frac{f_{b,0}}{f_{c,0}} =$	1,16	$[-]$	
Formfaktor	$K_c =$	0,667	$[-]$	

Tab. 4.8: Basiswerte für Druck- und Zugverhalten des C40/50 Betons

Betonverhalten bei Druckbeanspruchung		Betonverhalten bei Zugbeanspruchung	
Spannung σ_c $[N/mm^2]$	inelastische Dehnung $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ $[-]$	Spannung σ_t $[N/mm^2]$	Rissöffnung $[mm]$
19,20	0	3,509	0
29,09	0,00007	2,868	0,01
37,15	0,0002	2,344	0,02
43,07	0,00039	1,915	0,03
46,74	0,00064	1,511	0,042
48,00	0,00096	1,046	0,06
47,11	0,00128	0,698	0,08
44,36	0,00165	0,381	0,11
39,66	0,00208	0,208	0,14
32,90	0,00257	0,114	0,17
29,02	0,00294	0,062	0,20
24,70	0,00386	0,052	0,21
20,36	0,00531		
16,18	0,00728		
12,34	0,00977		
8,95	0,01279		
6,16	0,01631		
4,08	0,02034		
2,80	0,02489		
2,40	0,02993		
0,40	0,09999		

In Abbildung 4.38 wird für die Darstellung der nicht-linearen Arbeitslinie des Betons unter Druckbeanspruch die inelastische Dehnung $\tilde{\epsilon}_c^{in}$, aus Tabelle 4.8, mit der linear elastischen Dehnung ϵ_{0c}^{el} überlagert. Die Arbeitslinie folgt bis zu einer Druckspannung σ_c von 19,20 N/mm^2 einem linear elastischen Verlauf. Erst ab dieser Spannung kommt es zu einem Zuwachs der inelastischen Dehnung $\tilde{\epsilon}_c^{in}$. Die Druckspannung kann weiter bis zur Druckfestigkeit σ_{cu} von 48,00 N/mm^2 gesteigert werden, ohne eine Schädigung des Betons zur Folge zu haben. Dies ist der sogenannte

Verfestigungsbereich des verwendeten Betons. Erst ab diesem Punkt kommt es zu einer Zunahme des Druckschädigungsparameters d_c . Mit zunehmender Betonschädigung und Stauchung kommt es zu einem Abfallen der Druckbeanspruchbarkeit [23].

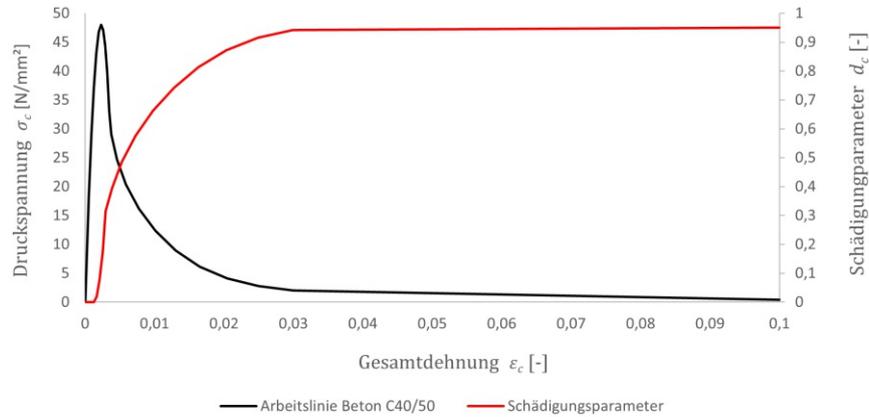


Abb. 4.38: Nicht-lineare Arbeitslinie bei Druck bzw. Druckschädigungsparameter

Für Beton unter Zugbeanspruchung wird ebenfalls von einem linear elastischen Verhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit σ_{t0} ausgegangen. Dieser Grenzwert liegt für Beton C40/50 bei $3,50 \text{ N/mm}^2$. In Abbildung 4.39 ist nur der Verlauf ab Erreichen der Zugfestigkeit σ_{t0} und die dazugehörige Rissöffnung $u_{t,ck}$ abgebildet. Wird die Zugspannung von $3,50 \text{ N/mm}^2$ überschritten, beginnt der Zugschädigungsparameters d_t zu steigen und die aufnehmbare Zugspannung fällt ab.

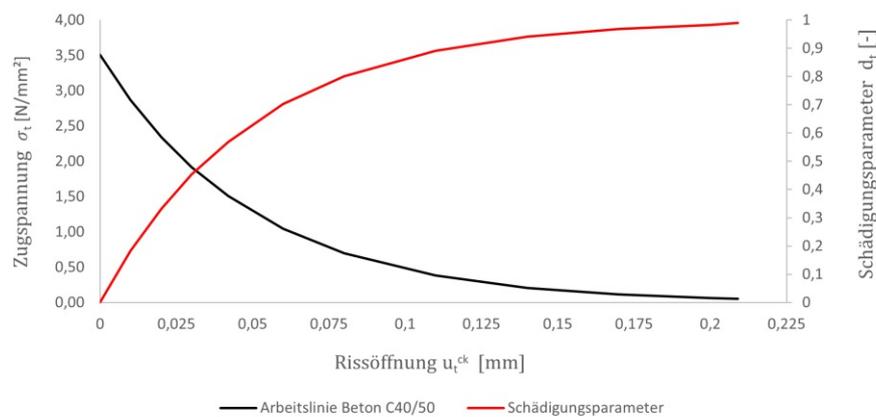


Abb. 4.39: Nicht-lineare Arbeitslinie bei Zug bzw. Zugschädigungsparameter

4.5 Einwirkungen und Lagerungsbedingungen

4.5.1 Lagerungsbedingungen des SCSC-Plattenstreifens

Bei den Lagerungsbedingungen wird in der Feldmitte die Symmetrieachse ausgenutzt. Es entsteht ein Lager, das nur in $U3$ -Richtung frei verschieblich ist. In allen anderen Translationsfreiheitsgraden $U1$, $U2$ ist es festgehalten. Bei den Rotationsfreiheitsgraden ist sowohl $UR1$, $UR2$ und $UR3$ festgehalten. Die Definition der Freiheitsgrade ist in der Abbildung 4.40 dargestellt. $U1$ entspricht im $RFEM$ -Modell der x -Achse, $U2$ der y -Achse und $U3$ der z -Achse.

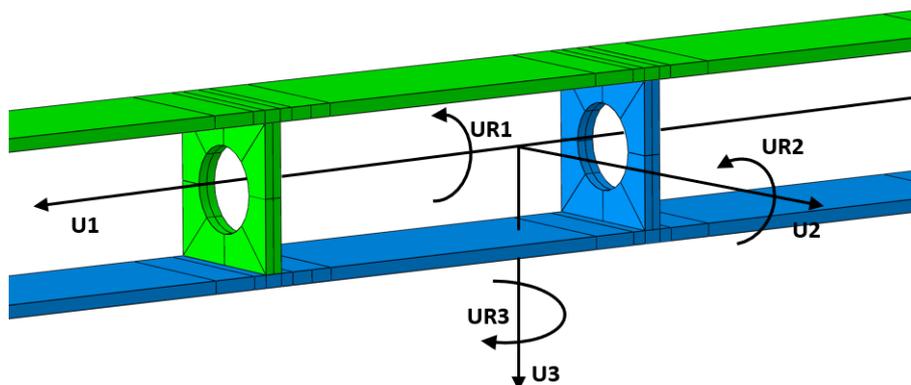


Abb. 4.40: Definition der Freiheitsgrade im Programm *ABAQUS/CAE* [3]

Die Randbedingungen werden mittels eines *Analytical Rigid* dem gesamten Querschnitt des Plattenstreifens zugeordnet. Das *Auflagerrigid* wurde mit dem Befehl *Tie* im Modul *Constraints* mit dem Endquerschnitt starr verbunden. Somit ist gewährleistet, dass der gesamte Querschnitt die gleichen Verformungen erfährt und somit die Querschnittsform erhalten bleibt. Die Randbedingungen werden über einen Referenzpunkt im Mittelpunkt des *Analytical Rigid* definiert. In der Abbildung 4.41 ist zu erkennen, wie die Lagerungsbedingung in Feldmitte zusammengesetzt ist.

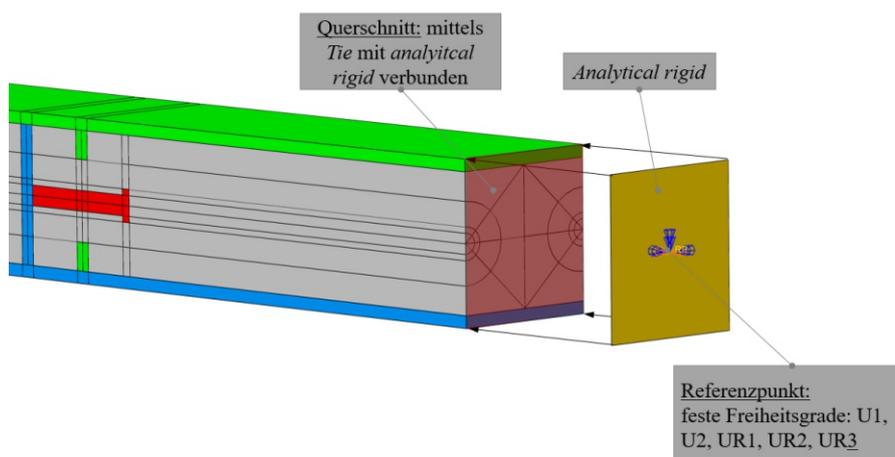


Abb. 4.41: Lagerungsbedingungen in Feldmitte des Plattenstreifens am Beispiel der Variante 3

Im Auflagerbereich wird der SCSC-Plattenstreifen durch den Querträgersteg gestützt. Die Breite des Querträgerschnittes beträgt 40 mm und die Höhe 60 mm . Auch hier wird ein

Auflagerrigid zur Aufbringung der Randbedingungen angewendet. Bei den Translationsfreiheitsgraden sind sowohl U_2 als auch U_3 festgehalten. In Brückenlängsrichtung ist der Plattenstreifen frei verschieblich. Sämtliche Verdrehungen sind zugelassen. Der Aufbau des Lagers beim Querträgersteg kann der Abbildung 4.42 entnommen werden.

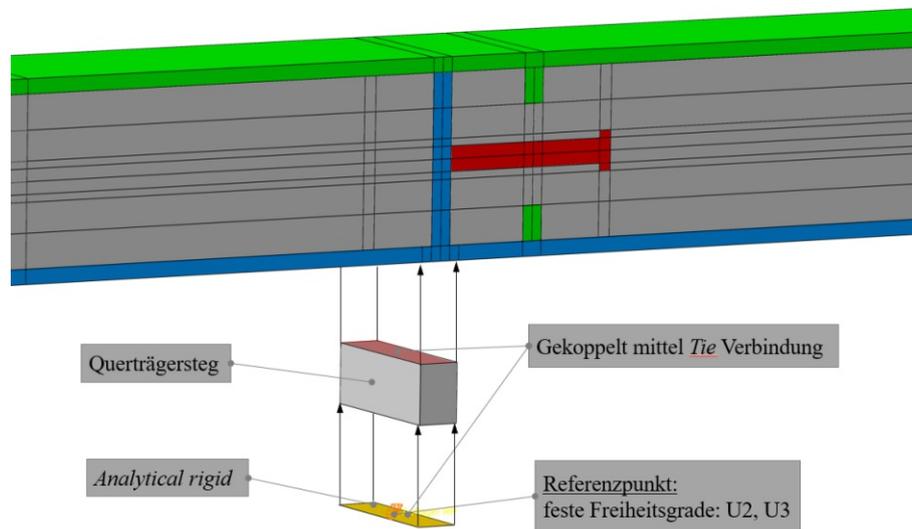


Abb. 4.42: Auflagerbedingungen beim Querträger am Beispiel der Variante 3

Zusätzlich ist anzumerken, dass die Dübelleiste direkt über dem Querträger am Bodenblech angeschweißt ist. Bei einer Vergleichsberechnung in den nachfolgenden Kapiteln erwies sich diese Variante als günstiger.

4.5.2 Einwirkungen auf den SCSC-Plattenstreifen

Die Lasten bzw. eingprägten Verformungen werden anhand der Excel-Tabelle von *Takács* [26] ermittelt. Dabei wird die Trogbücke mit SCSC-Platte als Einfeldträger betrachtet. Die Berechnung der Spannungen und Verformungen erfolgt über die allgemeine elastische Berechnung eines Trägers. Um die genauen Einwirkungen für das *ABAQUS*-Modell zu ermitteln, wird ein Ersatzmodell in *Dlubal RFEM* [6] erstellt. Bei diesem Ersatzmodell wird die Trogbücke als Stab modelliert. Die Belastung auf dieses System entspricht der in Tabelle 4.9 angeführten und in der Abbildung 4.44 dargestellten Werte.

Tab. 4.9: Lasten des Ersatzmodells in *RFEM* [26]

ständige Belastung		
Eigengewicht Trogbücke	$g_{k,1} =$	39,82 kN/m
Ausbaulast	$g_{k,2} =$	74,77 kN/m
ständige fiktive Querbeltung	$g_{k,3} =$	19,48 kN/m
Verkehrslasten		
Lastmodell 71	$q_{k,1} =$	80/156,25 kN/m
fiktives Lastmodell 71	$q_{k,2} =$	13,60/26,56 kN/m

Als Belastung wird das Eigengewicht $g_{k,1}$ der Brücke, die Ausbaulast $g_{k,2}$ und die Verkehrslast $q_{k,1}$ des Lastmodells 71 [17] aufgebracht. Die Durchbiegung der Platte besteht aus der Längsdurchbiegung der beiden Hauptträger und der Querdurchbiegung der SCSC-Platte. Da beim Stabmodell der Einfluss der Querrichtung nicht mitberücksichtigt werden kann, werden zusätzlich zu den bereits beschriebenen Lasten noch fiktive Lasten angesetzt. Da hierfür keine genauen Ergebnisse vorliegen, wird auf Werte einer Gebrauchstauglichkeitsberechnung, die von Takács [26] durchgeführt wurde, zurückgegriffen. Bei dieser Berechnung wurde festgestellt, dass das Verhältnis zwischen der Längsdurchbiegung und der Querdurchbiegung 0,17 beträgt. Somit wurde entschieden, dass auch bei den nachfolgenden Berechnungen dieses Verhältnis angesetzt wird. Dabei werden sowohl eine fiktive Belastung für die ständige Last $g_{k,3}$, wie auch für die Verkehrslast $q_{k,2}$ definiert. Die Berechnung der fiktiven Belastungen erfolgte durch die folgenden Beziehungen:

$$g_{k,3} = 0,17 \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}), \quad (4.17)$$

$$q_{k,2} = 0,17 \cdot q_{k,1}. \quad (4.18)$$

Bei den Lastfällen mit der Verkehrslast LM71 sind zwei Werte vorhanden, da bei diesem Modell in Feldmitte eine größere Gleichlast angesetzt wird. Die Lastaufteilung des LM71 kann der Abbildung 4.43 entnommen werden.

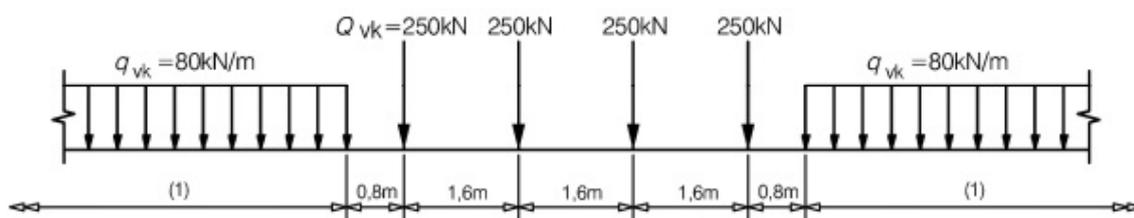


Abb. 4.43: Lastmodell 71 [17]

Im Gegensatz zur Lastaufteilung im EC1 werden hier die Einzellasten in Feldmitte durch eine Gleichlast angenähert. Die Gleichlast wird mit folgender Gleichung berechnet:

$$q_{k,1} = \frac{4 \cdot 250 \text{ kN}}{(0,8 + 1,6 + 1,6 + 1,6 + 0,8) \text{ m}} = 156,25 \text{ kN/m}. \quad (4.19)$$

Beim Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wird für die ständigen Lasten ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_G = 1,35$ angesetzt. Für die Verkehrslast aus dem Lastmodell 71 werden neben dem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,45$ auch noch der Faktor $\alpha = 1,21$ und $\phi = 1,279$ benötigt. Durch die Multiplikation dieser drei Faktoren ergibt sich dann ein Faktor von $\gamma_Q \cdot \alpha \cdot \phi = 2,243$ [9]. Diese Einwirkungskombination wird für alle weiteren Berechnungen angewendet und ergibt sich zu:

$$E_d = 1,35 \cdot (g_{k,1} + g_{k,2} + g_{k,3}) + 2,243 \cdot (q_{k,1} + q_{k,2}). \quad (4.20)$$

Die Designlasten mit den fiktiven Zusatzbelastungen sind in der nachfolgenden Abbildung 4.44 dargestellt.

Zusätzlich kann man in der Abbildung 4.45 erkennen, dass die Durchbiegung in Feldmitte für das Stabmodell nicht allzu viel von der Durchbiegung des 3D-*RFEM*-Modells abweicht. Da das 3D-Modell noch nicht komplett ausgereift ist, scheint der oben beschriebene Ansatz den derzeit besten Lösungsansatz darzustellen. In Abbildung 4.45 sind die beiden Verformungen dargestellt.

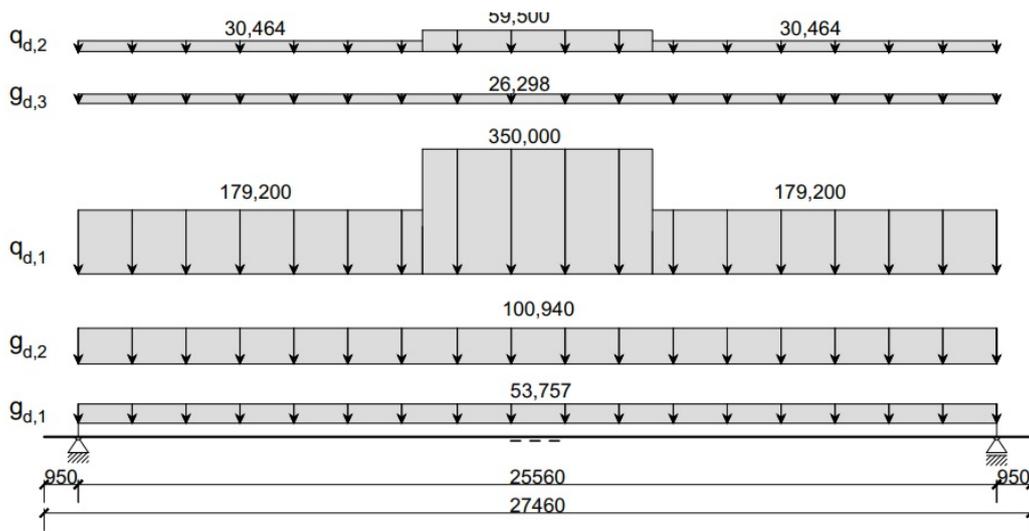


Abb. 4.44: Ersatzstabmodell mit maßgebender Lastkombination ULS (Werte in kN/m)

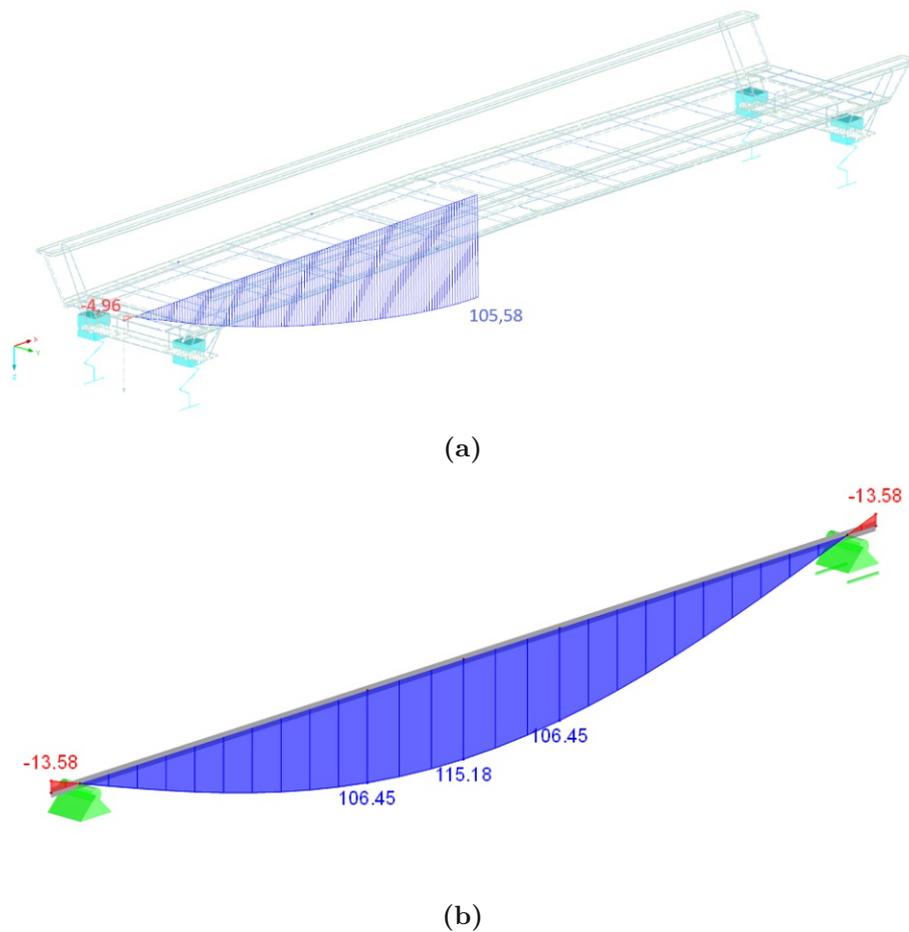


Abb. 4.45: Durchbiegung u_z (a) der Trogbücke entlang der Brückenlängsachse; (b) des Ersatzstabmodells in *Dlubal RFEM* [6] (Werte in mm)

Um die Durchbiegung bestmöglichst mit dem *ABAQUS*-Modell nachbilden zu können, wird eine eingeprägte Verformung auf das Deckblech angesetzt. Da auf das Ersatzmodell hauptsächlich Gleichlasten aufgebracht werden, wird die Funktion der Biegelinie eines Einfeldträgers unter Gleichlast zu Grunde gelegt. Die analytische Lösung für dieses Problem entspricht der Gleichung (4.21).

$$u_z(x) = \frac{(g_{d,i} + q_{d,i})}{24EI} \cdot (l^3x - 2 \cdot lx^3 + x^4) \quad (4.21)$$

Diese Funktion muss nun an die Randbedingungen des vorhandenen Modells angepasst werden. Die Formel wurde so angepasst, sodass $u_z(x = l/2)$ in Feldmitte der Durchbiegung des *RFEM*-Ersatzmodells in Abbildung 4.45b entspricht. Dafür wird der Belastungs- und Steifigkeitsterm aus Gleichung (4.21) mit der Durchbiegung von $115,18 \text{ mm}$ und einer Konstante B ersetzt. B wird so gewählt, dass die Funktion für $x = l/2$ die Durchbiegung von $115,18 \text{ mm}$ ergibt. Somit erhält man folgende Funktion für die Durchbiegung des Plattenstreifens in *ABAQUS/CAE* [3]:

$$u_{z,ABAQUS}(x) = 115,18 \cdot B \cdot (l^3x - 2 \cdot lx^3 + x^4) [\text{mm}], \quad (4.22)$$

wobei B eine Konstante mit der Größe $7,497 \cdot 10^{-18} \text{ mm}^{-3}$, l die Gesamtlänge der Trogbücke in mm und x die Koordinate in Brückenlängsrichtung in mm ist. Der Wert $115,18 \text{ mm}$ entspricht der maximalen Durchbiegung in Feldmitte des Ersatzmodells in *Dlubal RFEM* [6].

Um die Funktion rechtfertigen zu können, wird sie mit der Biegelinie des Ersatzmodells gegenübergestellt. In der Abbildung 4.46 ist zu erkennen, dass die beiden Funktionen annähernd deckungsgleich sind.

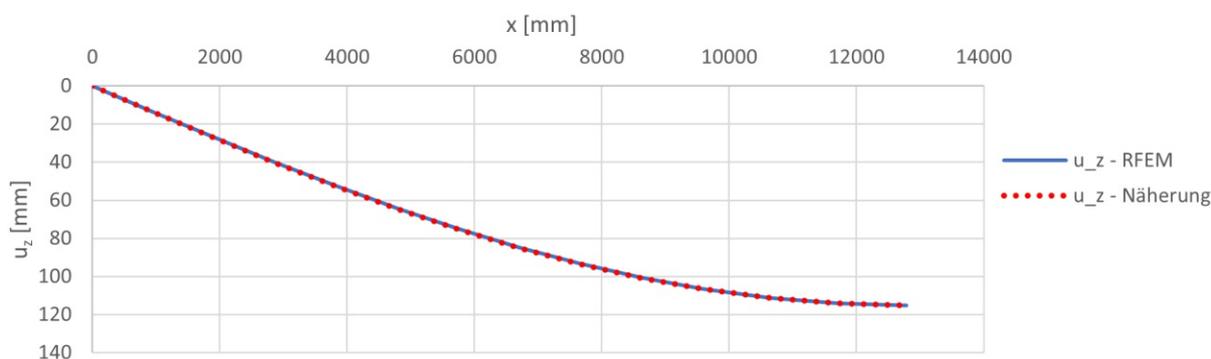


Abb. 4.46: Vergleich der Durchbiegung u_z in *RFEM* mit der Näherungsfunktion 4. Ordnung

Das statische System und die Darstellung der eingepprägten Verformung u_z sind in der Abbildung 4.47 ersichtlich.

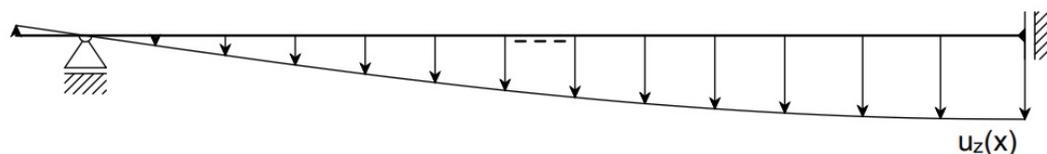


Abb. 4.47: Statisches System des SCSC-Plattenstreifens mit eingepprägter Verformung in z -Richtung

Zusätzlich zur eingepprägten Verformung in z -Richtung werden Zugkräfte am Modell ange-
setzt. Diese werden aus Berechnungsgründen nur an den Schnittflächen des Deck- (DB) und
Bodenblechs (BB) als Schubkräfte angeordnet. Somit kann vermieden werden, dass es bei der
Berechnung in *ABAQUS/CAE* [3] zu unerwünschten lokalen Effekten im Beton an den La-
steinleitungsstellen kommt. Zur Ermittlung dieser Werte wird wieder auf die Excel Tabelle von
Takács [26] zurückgegriffen. In dieser Tabelle werden die Querschnittswerte, die für die Spannungs-
berechnung notwendig sind, berechnet. Benötigt werden der Schwerpunkt der Trogbrücke z_s ,
sowie die Schwerpunktsabstände $z_{s,BB}$ und $z_{s,DB}$ zum Deck- und Bodenblech. Außerdem werden
noch die Querschnittsflächen vom Deck- und Bodenblech benötigt. Mit diesen Werten kann in
weiterer Folge das Trägheitsmoment I_y der Trogbrücke berechnet werden. Die Trogbrücke ist zur
Feldmitte hin 181 mm überhöht. Dies wird jedoch der Einfachheit halber bei der Berechnung des
Trägheitsmomentes nicht mitberücksichtigt. Sowohl für die Ermittlung des Trägheitsmoments I_y ,
als auch für die Schwerpunktsabstände wird über die gesamte Länge der Querschnitt in Feldmitte
gewählt. Die Querschnittswerte der Trogbrücke sind in Tabelle 4.10 angeführt.

Tab. 4.10: Querschnittswerte der Trogbrücke mit SCSC-Platte

z_s [m]	$z_{s,DB}$ [m]	$z_{s,BB}$ [m]	A_{DB} [m ²]	A_{BB} [m ²]	I_y [m ⁴]
0,697	0,484	0,669	0,068	0,065	0,108

Die Zugkräfte für das Deck- (DB) und Bodenblech (BB) werden aus dem Normalkraftverlauf des
Ersatzmodells ermittelt. Der Normalkraftverlauf wiederum wird mit Hilfe des Momentenverlaufs
berechnet. Der Momentenverlauf des Ersatzmodells kann der Abbildung 4.48 entnommen werden.

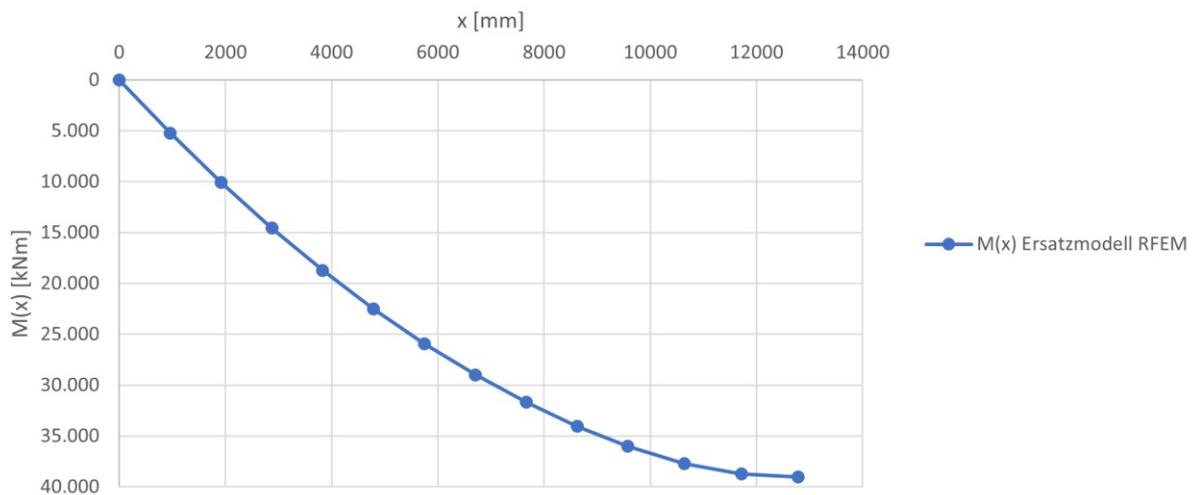


Abb. 4.48: Momentenverlauf $M(x)$ des Ersatzmodells bei der maßgebenden Lastkombination ULS

Anhand des Momentenverlaufs und den Querschnittswerten aus der Tabelle 4.10 werden die
Normalspannungen im Deck- (DB) und Bodenblech (BB) ermittelt:

$$\sigma_{DB/BB}(x) = \frac{M(x)}{I_y} \cdot z_{s,DB/BB} \quad (4.23)$$

$$N_{DB/BB}(x) = \sigma_{DB/BB}(x) \cdot A_{DB/BB} \quad (4.24)$$

Bei der Ermittlung der Normalspannungen kann man gut erkennen, dass sowohl im Deckblech, als auch im Bodenblech Zugspannungen vorhanden sind. In Abbildung 4.49 ist der Spannungsverlauf entlang des Trogbübrückenquerschnitts in Feldmitte dargestellt. Es ist ersichtlich, dass Druckkräfte erst im Hauptträgersteg auftreten.

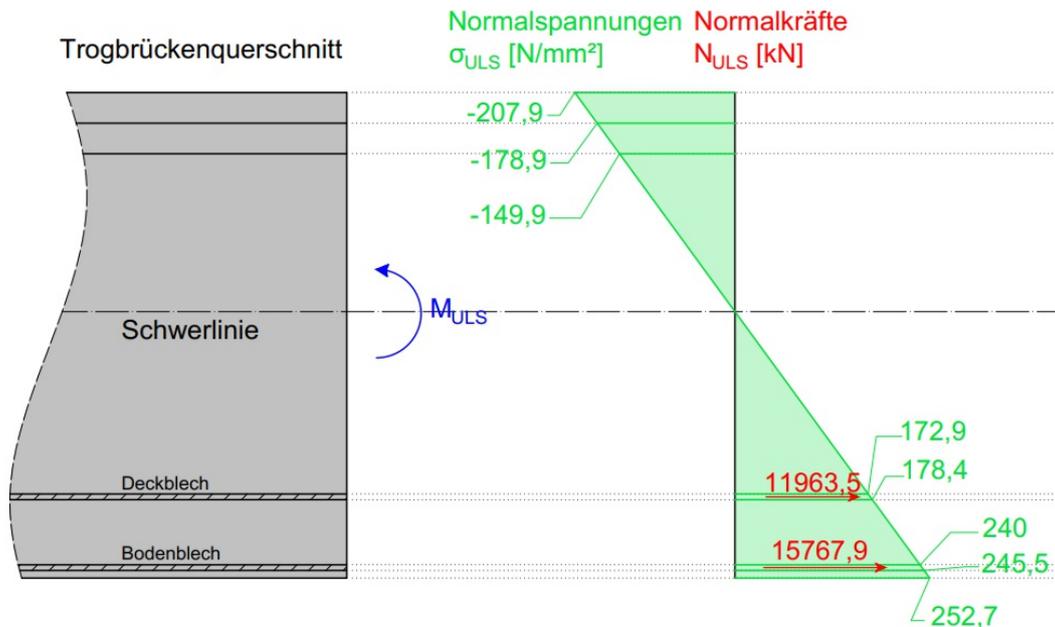


Abb. 4.49: Normalspannungsverlauf σ_{ULS} entlang des Querschnitts und Normalkräfte N_{DB} und N_{BB} in Feldmitte beim ULS-Einwirkungs niveau

Aus den Normalspannungen werden mit Hilfe der Brückengeometrie, Breite b_i und Dicke d des Deck- und Bodenblechs die resultierenden Normalkräfte im Deck- und Bodenblech berechnet. Dies erfolgt durch Aufintegrieren der Normalspannungen über den Deck- und Bodenblechquerschnitt. Dabei ist anzumerken, dass die Normalspannungen als konstant über die Breite b_i angenommen werden. Da der Normalkraftverlauf affin zum Momentenverlauf ist, erkennt man, dass die Normalkraft eine parabelförmige Funktion ist. Um eine parabelförmige Funktion der Normalkraft zu erreichen, muss die Zugkraft $n_x(x)$ zumindest eine lineare Funktion sein. Um die Eingabe in ABAQUS/CAE [3] möglichst einfach zu halten, wird ein linearer Ansatz der Form:

$$n_{x,DB}(x) = d - x \cdot k, \quad (4.25)$$

für die Zugkraft gewählt. In der Gleichung (4.25) stellt der Parameter d eine Konstante und k die Steigung der Funktion dar. Die Zugkraft $n_x(x)$ bezogen auf die Stabachse wird so gewählt, dass die Resultierende der Zugkraft $n_{x,DB/BB}(x)$ die maximale Normalkraft $N_{Feldmitt,DB/BB,ULS}$, die in der Abbildung 4.49 dargestellt ist, in Feldmitte ergibt. Das statische System kann der Abbildung 4.50 entnommen werden.

Die Funktion für die Zugkraft $n_x(x)$ wird also durch Gegebüberstellung der Zugkraft mit der Auflagerkraft ermittelt und ergibt sich wie folgt:

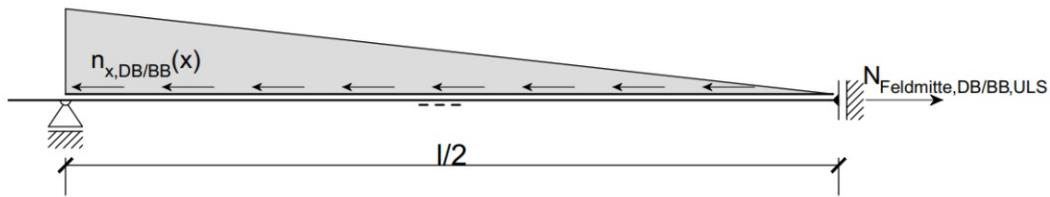


Abb. 4.50: Statisches System des SCSC-Plattenstreifens für die Ermittlung der Ersatzeinwirkungen

$$N_{Feldmitte,DB/BB,ULS} = \frac{1}{2} \cdot n_{x,Auflager,DB/BB} \cdot \frac{l}{2} \quad (4.26)$$

$$\hookrightarrow n_{x,Auflager,DB/BB} = 4 \cdot N_{Feldmitte,DB/BB} \cdot \frac{1}{l},$$

wobei $n_{x,Auflager,DB/BB}$ der Wert der Zugkraft an der Stelle des Querträgers ($x = 0$) entspricht. Folgende Funktionen ergeben sich für die Zugkräfte:

$$n_{x,DB}(x) = 1872,22 - x \cdot 146,50 \text{ [kN/m]}, \quad (4.27)$$

$$n_{x,BB}(x) = 2467,59 - x \cdot 193,08 \text{ [kN/m]}. \quad (4.28)$$

In der Abbildung 4.51 sind die Zugkraftverläufe $n_{x,DB}(x)$ und $n_{x,BB}(x)$ für das Deck- und Bodenblech dargestellt.

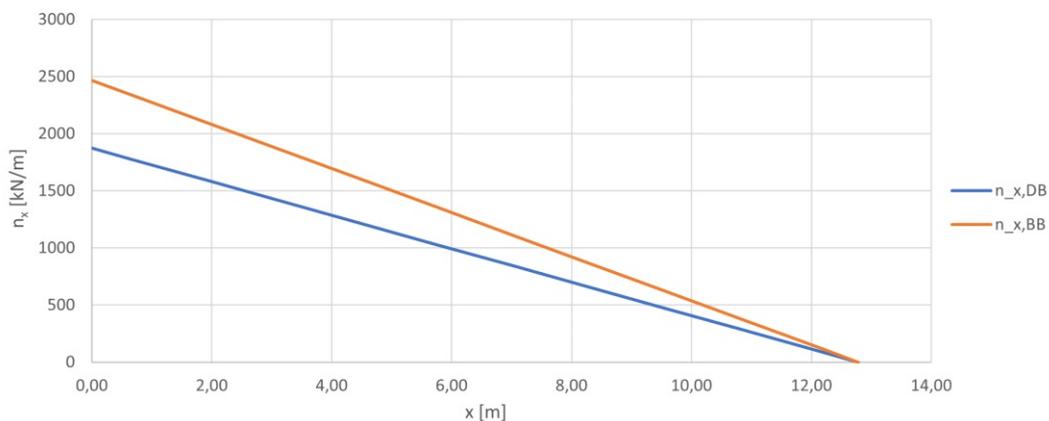


Abb. 4.51: Zugkraftverlauf $n_{x,DB}(x)$ im Deckblech (DB) und $n_{x,BB}(x)$ im Bodenblech (BB)

Wie bereits beschrieben, führt der lineare Ansatz der Zugkraft zu einem parabelförmigen Normalkraftverlauf. Der Normalkraftverlauf der Näherungsberechnung mit linearer Zugkraftfunktion wird in Abbildung 4.52 mit dem Normalkraftverlauf, ermittelt aus dem Momentenverlauf, gegenübergestellt. Dabei ist zu erkennen, dass die lineare Zugkraftfunktion eine sehr gute und einfache Näherung darstellt.

Die Eingabe der Zugkräfte erfolgte im *ABAQUS/CAE* [3] jedoch als Schubspannung auf den beiden Längsschnitten des Deck- und Bodenblechs. Die Werte müssen auf diese Randbedingungen angepasst werden. Dafür muss die Zugkraft auf die Modellbreite von 165 mm angepasst werden

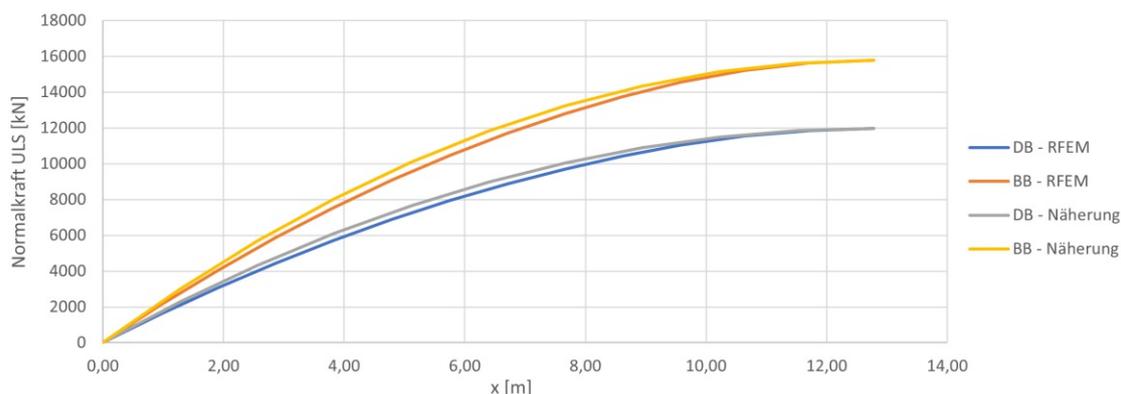


Abb. 4.52: Vergleich des Normalkraftverlauf $N_{DB/BB,ULS}(x)$ im Deck- (DB) und Bodenblech (BB) zwischen dem *RFEM*-Modell und der Näherungsfunktion

$(\frac{0,165}{b_i})$ und zweimal durch die Dicke des Bleches von 15 mm dividiert werden um auf eine Flächenbelastung zu kommen. b_i entspricht der Breite des Deck- bzw. Bodenbleches ($b_{DB} = 4,541\text{ m}$ bzw. $b_{BB} = 4,33\text{ m}$). Daraus ergibt sich folgende Gleichung:

$$\tau_{x,Abaqus}(x) = \frac{n_x(x) \cdot 0,165}{b_i \cdot 2 \cdot 0,015} \text{ [kN/m}^2\text{]}. \quad (4.29)$$

Durch diese Umformung werden die für die *ABAQUS*-Berechnung benötigten Schubspannungen wie folgt erhalten (x in mm):

$$\tau_{x,DB,Abaqus}(x) = 2,268 - x \cdot 0,000177 \text{ [N/mm}^2\text{]}, \quad (4.30)$$

$$\tau_{x,BB,Abaqus}(x) = 3,134 - x \cdot 0,000245 \text{ [N/mm}^2\text{]}. \quad (4.31)$$

4.5.3 Aufbringen der Einwirkungen

Die Abbildungen 4.53, 4.54 und 4.55 zeigen wo die Einwirkungen auf den *ABAQUS*-Modellen angesetzt werden. Die eingeprägte Verformung $u_z(x)$ wird auf das Deckblech aufgebracht. Die Schubspannungen $\tau_{x,BB,Abaqus}(x)$ und $\tau_{x,DB,Abaqus}(x)$ werden jeweils an den beiden Längsschnitten des Deck- und Bodenblechs aufgebracht. Die Flächen, an denen die Einwirkungen aufgebracht werden, sind in den folgenden Abbildungen mit einer roten Linie markiert.

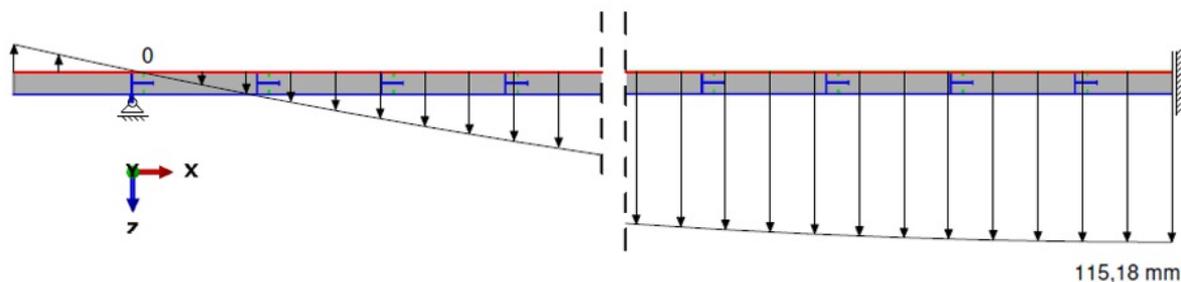


Abb. 4.53: Eingeprägte Verformung u_z in $[mm]$ auf die Oberfläche des Deckbleches im *ABAQUS*-Modell (Längsansicht)

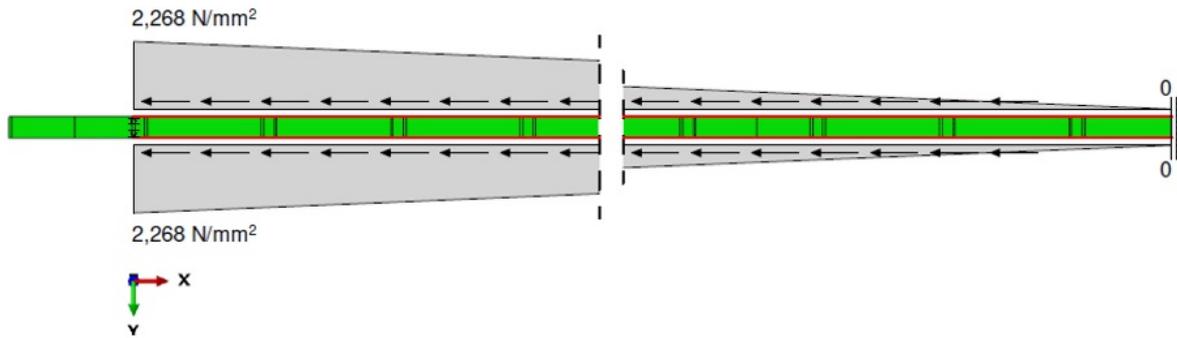


Abb. 4.54: Schubspannung $\tau_{x,DB}$ in $[N/mm^2]$ auf das Deckblech im ABAQUS-Modell (Draufsicht)

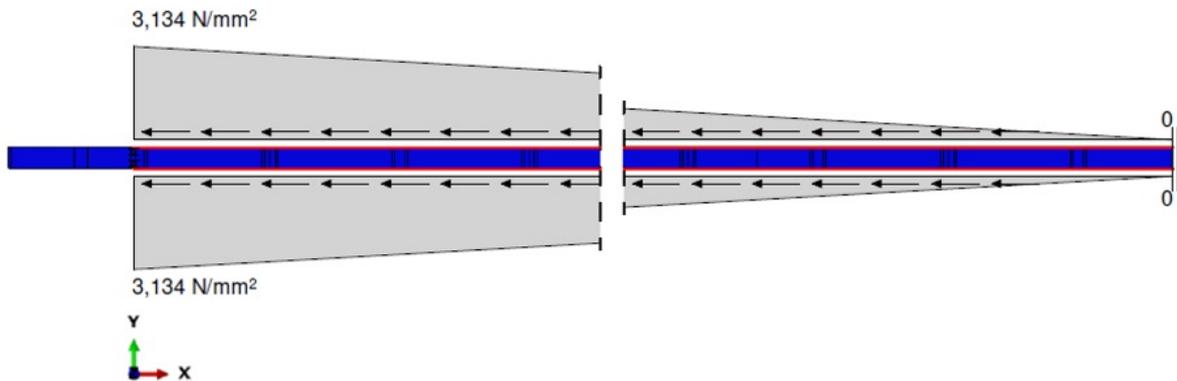


Abb. 4.55: Schubspannung $\tau_{x,BB}$ in $[N/mm^2]$ auf das Bodenblech im ABAQUS-Modell (Draufsicht)

Das Aufbringen der Einwirkungen erfolgt in 20 *Frames* zu jeweils 0,025 s. Somit beträgt die gesamte Dauer der Einwirkung 0,5 s. Die Berechnungsdauer wird so gewählt, dass die Einwirkungsaufbringung nicht zu schnell erfolgt und die Berechnung brauchbare Ergebnisse liefert. Wie die Plausibilität von Berechnungsergebnissen überprüft werden kann, wird in Kapitel 4.6 erläutert. Es werden für alle Varianten (bis auf Variante 1a) die selbe Anzahl an *Frames* und die selbe Berechnungsdauer gewählt. Lediglich für Variante 1a wird die Anzahl der *Frames* verdoppelt und die Dauer jedes einzelnen *Frames* halbiert. Dadurch ergeben sich 40 *Frames* zu jeweils 0,0125 s. Um die Auswertung der Ergebnisse einheitlich und vergleichbar zu gestalten, werden die zusätzlichen *Frames* von Variante 1a als *Zwischenframes* bezeichnet.

- **Verschiebung** u_z – Der Wert an der Ordinate in Abbildung 4.56 entspricht jeweils dem Stich der parabelförmigen Durchbiegung, welcher sein Maximum mit 115,18 mm bei *Frame* 20 erreicht. Die Aufbringung der Verschiebung auf das Ersatzmodell erfolgt linear.
- **Schubspannung** τ_x – Der Wert an der Ordinate in Abbildung 4.57 entspricht jeweils dem Maximalwert der Schubspannung τ_x bei dem Auflager die auf das Deck- (DB) bzw. Bodenblech (BB) wirkt. Die Aufbringung der Schubspannung erfolgt linear.

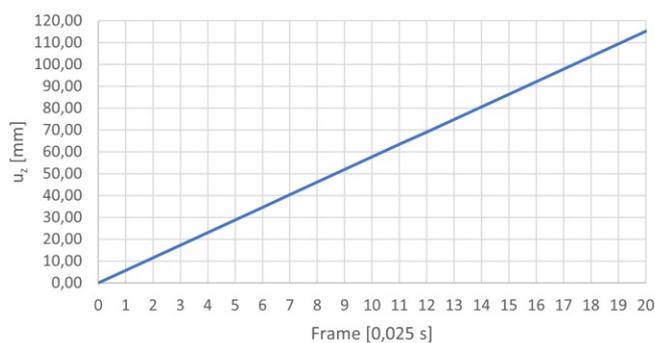


Abb. 4.56: Verschiebung u_z pro *Frame* in Feldmitte

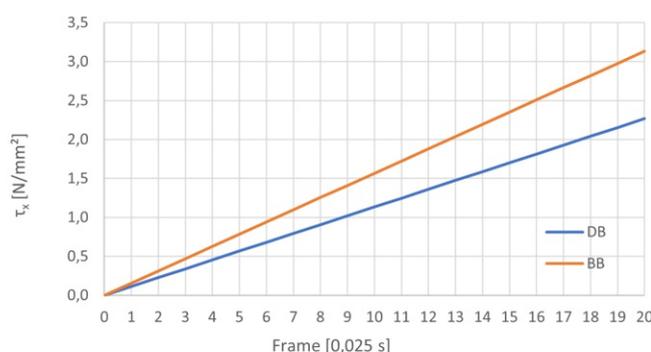


Abb. 4.57: Max. Schubspannung τ_x bei dem Auflager pro *Frame* für Deck- (DB) und Bodenblech (BB)

4.6 Quasi-statische Analyse

Bei quasi-statischen Berechnungen ist darauf zu achten, dass die Berechnung nicht zu schnell erfolgt. Dementsprechend muss die Dauer der Einwirkungsaufbringung an das Modell angepasst werden. Des Weiteren gibt es ein großes Interesse daran, die Berechnung möglichst effizient zu gestalten. Dies kann durch den *Mass Scaling* Faktor gesteuert werden.

Die Dauer einer Berechnung im *ABAQUS/CAE* [3] ist maßgeblich vom vorhandenen Zeittinkrement Δt abhängig. Im *ABAQUS User Manual* ist beschrieben, dass Δt von der Länge des kleinsten finite Elements L^e und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle im Material c_d (siehe 4.33) abhängig ist [25].

$$\Delta t = \frac{L^e}{c_d} \quad (4.32)$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle ist abhängig vom Elastizitätsmodul E und der Dichte ρ des vorhandenen Materials [18].

$$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4.33)$$

Aus der Gleichung ist ersichtlich, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit mit kleiner werdender Dichte steigt. Große Ausbreitungsgeschwindigkeiten verkleinern wiederum die von *ABAQUS/CAE* [3] verwendeten Zeittinkremente. Um die Berechnungsdauer der quasi-statischen Analyse zu

verringern, kann für die Berechnung die Methode des *Mass Scalings* verwendet werden. Hierbei wird eine größere Dichte, als eigentlich vorhanden, angenommen.

Je nach Größe und Komplexität des Modells können unterschiedliche Einstellungen zu guten Ergebnissen führen. Bei den untersuchten Modellen handelt es sich um sehr lange Körper mit lokalen komplexen Kontaktbedingungen. Es gibt mehrere Kriterien, die man untersuchen muss, um herauszufinden, ob die Berechnung die entsprechende Genauigkeit aufweist. Dabei ist wichtig, dass die totale kinetische Energie *ALLKE* maximal 5% der totalen inneren Energie *ALLIE* entspricht [18] [28]. Zu Beginn der Berechnung muss dieses Kriterium noch nicht zwingend erfüllt sein [18]. In der nachfolgenden Abbildung 4.58 sind die Energieverläufe für die Berechnung der Variante 3 dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass dieser Grenzwert bei der Berechnung eingehalten wird.

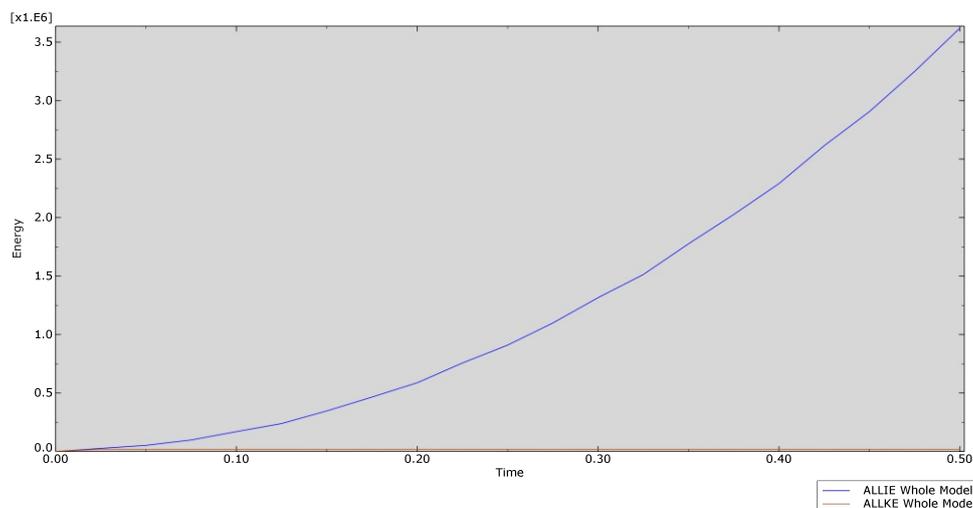


Abb. 4.58: Kinetische Energie *ALLKE* und interne Energie *ALLIE* der Berechnung von Variante 3

Des Weiteren ist zu beachten, dass die *Artificial Energy ALLAE*, die *Damping Dissipation ALLVD* und die *Mass Scaling Work ALLMW* vernachlässigbar klein verglichen mit der Verzerrungsenergie *ALLSE* und totalen kinetischen Energie *ALLKE* sein sollen [25].

In der Abbildung 4.59 ist zu erkennen, dass diese Bedingung für alle Energiewerte, außer *ALLKE*, eingehalten wird. Die kinetische Energie enthält Werte, die in der gleichen Größenordnung wie die anderen Energiewerte (*ALLAE*, *ALLVD*) sind. Der Grund für die Abweichung von *ALLKE* wurde nicht weiter untersucht. Außerdem soll die totale Energie *ETOTAL* während der Berechnung konstant sein, beziehungsweise annähernd konstant bleiben. Dies ist bei den durchgeführten Berechnungen nicht der Fall. Genauere Untersuchungen wurden dahingehend jedoch nicht durchgeführt.

Zusätzlich können zur Kontrolle der Genauigkeit der Ergebnisse noch die Reaktionskräfte an den Auflagern überprüft werden. Die aufgebrachte Normalkraft am Deck- und Bodenblech muss der Reaktionskraft in Richtung 1 in Feldmitte entsprechen. Die auf das System aufgebrachte Normalkraft entspricht $6276,1 \text{ kN/m}$. Die Reaktionskraft im *ABAQUS*-Modell ergibt sich zu $6290,91 \text{ kN/m}$. Der Unterschied der beiden Berechnungen liegt somit bei rund 0,23% und ist vernachlässigbar klein.

Nach mehreren Untersuchungen hat sich für das $13,74 \text{ m}$ lange Ersatzmodell als beste Alternative herausgestellt, kein *Mass Scaling* zu verwenden und eine Berechnungsdauer von zumindest $0,5 \text{ s}$ zu wählen.

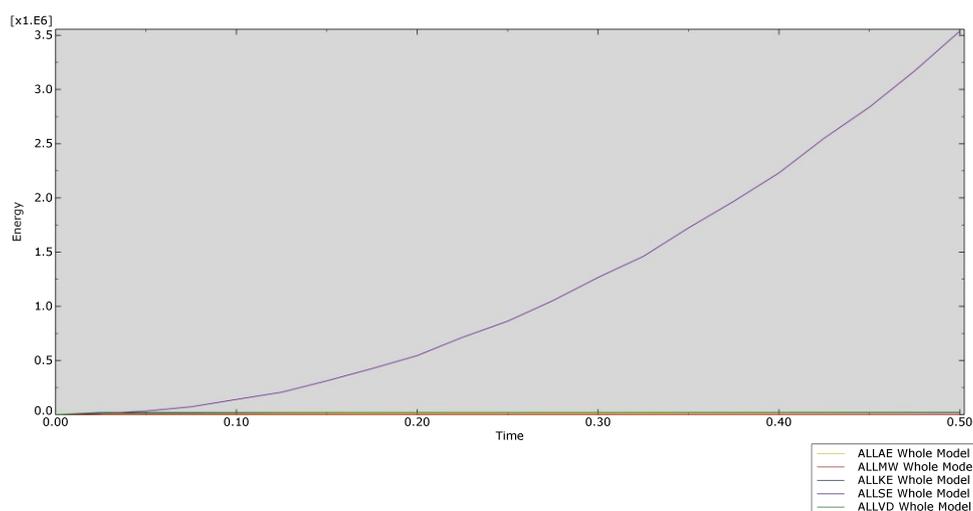


Abb. 4.59: Gegenüberstellung der *artificial energies* wie *ALLAE*, *ALLVD* und *ALLMW* mit der realen Verzerrungsenergie *ALLSE* der Berechnung von Variante 3

4.7 Erstellung des FE-Netzes

Für die Berechnung mit einem FE-Programm muss das Modell in endlich viele Teilchen unterteilt werden. Die Feinheit des FE-Netzes hat einen großen Einfluss auf die Berechnungsdauer und die Genauigkeit der Ergebnisse. Eine feinere Unterteilung führt in der Regel zu genaueren Ergebnissen und einer erhöhten Berechnungsdauer. Im Idealfall werden Berechnungen mittels FE-Programmen so kurz wie möglich gehalten, während die Ergebnisse so genau wie notwendig sein sollten. Die Schwierigkeit liegt dabei, ein FE-Netz zu finden, welches beide Kriterien ausreichend erfüllt. Eine gängige Vorgehensweise hierbei ist, das FE-Netz in den kritischen Punkten zu verfeinern und in anderen Bereichen das Netz gröber zu wählen. In dieser Arbeit wird bei der Vernetzung des Modelles das größte Augenmerk auf den Betonkern gerichtet, da dieser die komplexeste Geometrie aufweist und die Berechnungsergebnisse im Bereich des Betondübels einen Kernpunkt dieser Arbeit ausmachen. Das *Meshing* der übrigen Bauteile wird an das des Betonkerns angepasst.

Als Elementtyp werden für alle 3D Körper, analog zu [9] *C3D8R* Elemente gewählt. Dies entspricht einem 3D Hexaederelemente mit 8 Knotenpunkten und *Reduced Integration*. Bei Elementen mit 8 Knotenpunkten werden lineare Ansatzfunktionen gewählt. *Reduced Integration* verwendet für die Elementsteifigkeit eine Integration niedrigerer Ordnung im Vergleich zu einer *Full Integration*. Somit kann mit dieser Einstellung Berechnungszeit eingespart werden. In Abbildung 4.60 ist der Unterschied zwischen linearen und quadratischen Elementen dargestellt. Zusätzlich wird die Option *Element Deletion* gewählt. Dadurch werden Elemente, welche während der Berechnung vollständig versagen, aus dem *Mesh* gelöscht [24]. Für den Bwehrungskorb wird, wie bereits in Kapitel 4.2.2 erwähnt, das *Beam-Element B31* verwendet.

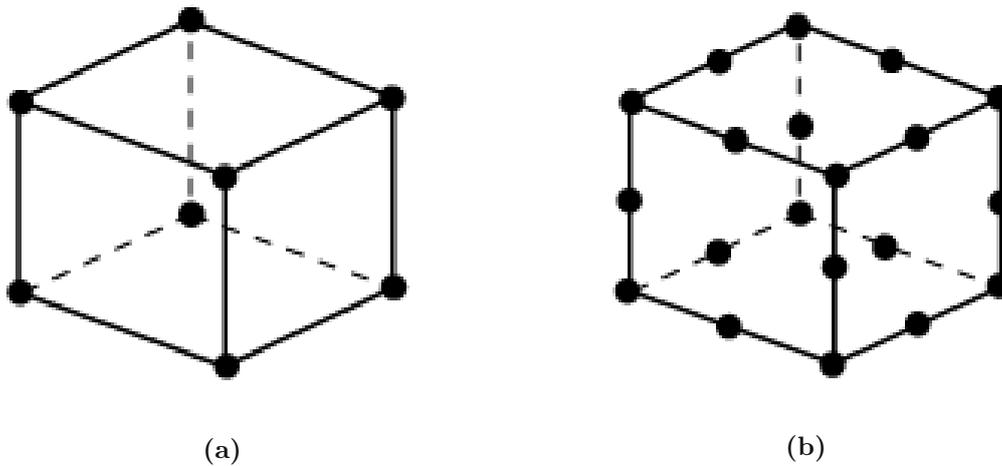


Abb. 4.60: (a) Lineares Element (8 Knotenpunkte, C3D8) (b) Quadratisches Element (20 Knotenpunkte, C3D20) [24]

Für die Erstellung des FE-Netzes wird auf die Vorgehensweise von vorausgehenden Forschungsarbeiten ([9], [22]) zurückgegriffen. Für die minimalen Seitenabmessungen eines finiten Elementes wird für die folgenden Untersuchungen eine Länge von 5 mm bestimmt. Da solch eine feine Vernetzung jedoch nicht im gesamten Körper erforderlich ist, werden in den Randbereichen größere Elemente gewählt und in Richtung des Mittelpunktes der Betondübel eine Verfeinerung des Netzes durchgeführt. Wie bereits in Kapitel 4.2.2 erwähnt, kann die FE-Vernetzung im Bereich der Bewehrung einen erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Selbes gilt für den Betondübel und den Bereich um den Kopfbolzen, da das Verhalten des Betons in diesen Bereichen einen wesentlichen Punkt der Untersuchungen darstellen. In Abbildung 4.61 ist die Vernetzung des Betonkernquerschnittes für die Variante 1 bzw. 2 und Varianten 3 dargestellt. Die großen Kreise stellen den Randbereich der Betondübel und die beiden kleinen Kreise in Abbildung 4.61b den Randbereich der Kopfbolzendübel da.

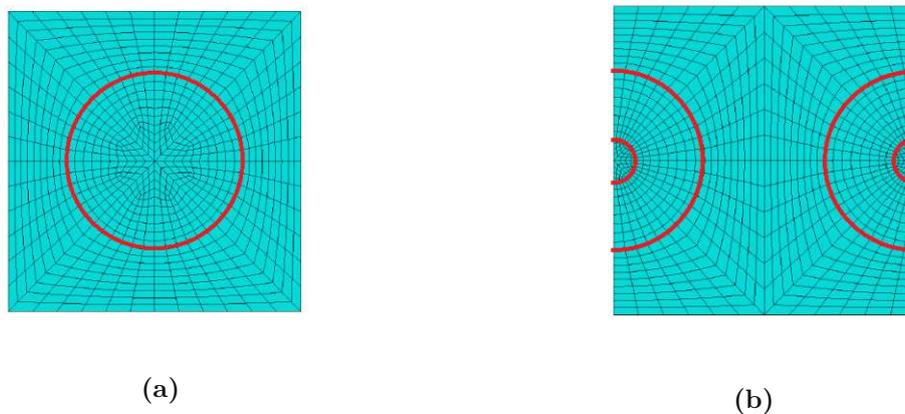


Abb. 4.61: FE-Netz für den Querschnitt des Betonkernes (a) in Variante 1 bzw. 2 und (b) Variante 3 bzw. 4

Bei komplexen Geometrien ist *ABAQUS/CAE* [3] nicht immer in der Lage, ein FE-Netz zu generieren. In solchen Fällen empfiehlt es sich, die Geometrie in mehrere *Partition Cells* zu unterteilen. Diese Vorgehensweise wurde bei der Diskretisierung des Betonkerns verwendet. Die Unterteilungen des Körpers für Variante 3 sind in Abbildung 4.62 ersichtlich. Es wird eine Unterteilung zwischen dem Betondübel und dem restlichen Betonkern vorgenommen. Der Querschnitt des Betondübel und des Kopfbolzendübel wurde über die gesamte Länge des Betonkerns gezogen und es werden jeweils zwei Ebenen bei der Ober- und Unterkante des Kopfbolzendübelkopfes hinzugefügt. Zusätzlich dazu wird ein Kreuz in den Querschnitt des Betonkerns gelegt. Dies ermöglicht eine Verfeinerung des FE-Netzes vom Rand hin zu dem Betondübel und Kopfbolzendübel. Mit diesen Einstellungen kann ein gleichmäßiges FE-Netz über den gesamten Körper erstellt werden. (siehe Abbildung 4.63)

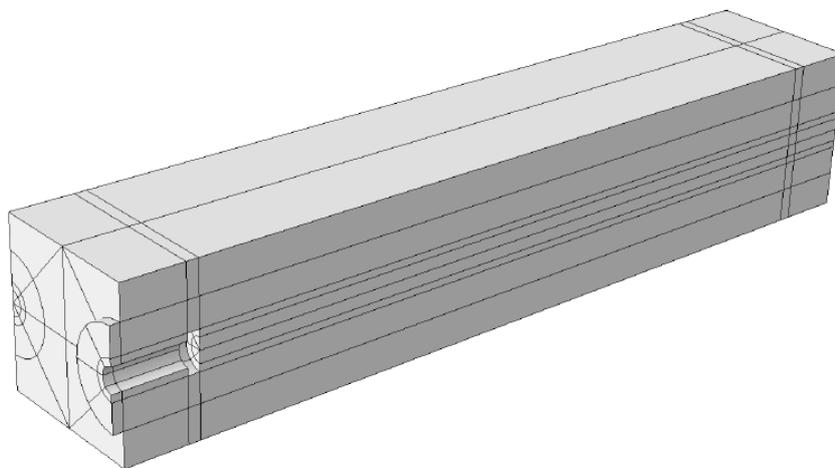


Abb. 4.62: Unterteilung des Betonkerns für Variante 3

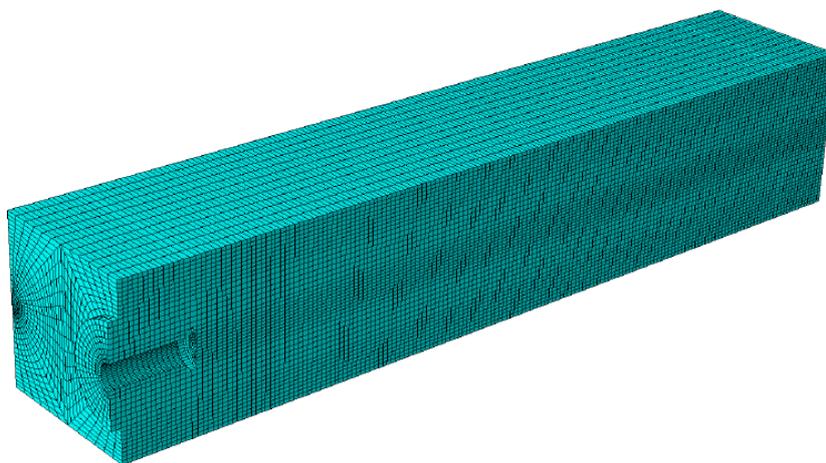


Abb. 4.63: FE-Netz des Betonkerns für Variante 3

Das FE-Netz für die verschiedenen Ausführungsvarianten der Dübelleisten und des Kopfbolzens ist in Abbildung 4.64 dargestellt. Die verwendete *Meshing Technique* für alle 3D Körper ist

Structured, da damit das gleichmäßigste Netz erstellt werden kann [9]. Bei einer günstigen Unterteilung komplexer Bauteile in mehrere *Partition Cells* ist dies in den meisten Fällen möglich.

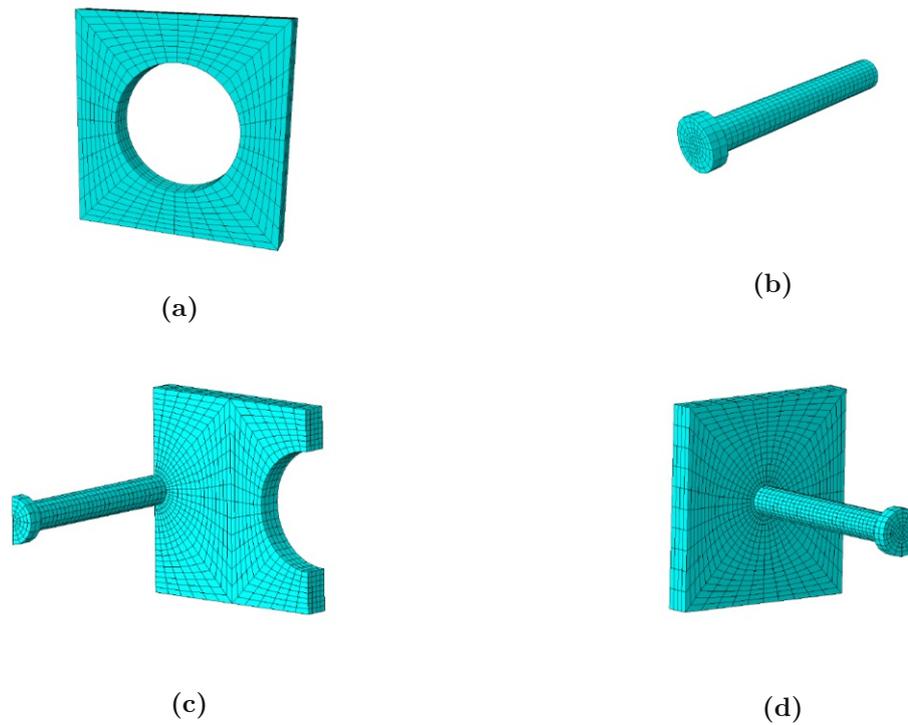


Abb. 4.64: FE-Netz (a) Dübelleiste für Variante 1, 2 und 4, (b) Kopfbolzendübel, (c) Dübelleiste mit halben Kopfbolzen für Variante 3 und (d) Dübelleiste mit Kopfbolzen für Variante 4

Kapitel 5

Ergebnisse der Finite-Elemente Berechnung

5.1 Einleitung

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der FE-Berechnungen der 8 Varianten der SCSC-Platte untersucht und gegenübergestellt. Die verwendete Software ist *ABAQUS/CAE* [3]. Das Programm ermöglicht es, Materialmodelle und Kontaktbeziehungen genau zu definieren und somit das Tragverhalten der SCSC-Platte zu analysieren und besser zu verstehen. Die aufgebrachte Einwirkung erzeugt auf alle 8 Modelle, wie in Kapitel 4.5.2 beschrieben, einen Verformungszustand den die SCSC-Platte bei Verwendung als Fahrbahndeck bei einer Trogbücke im Grenzzustand ULS erfährt. Es wird eine Verformung des Deckbleches in z-Richtung und Schubkräfte in x-Richtung als Einwirkung aufgebracht und das Verhalten der Modelle in diesem Verformungszustand untersucht. Eine wesentliche Fragestellung stellt hierbei das Verhalten des Betons dar. Der Beton ist für die Gewährleistung der Tragfähigkeit in Querrichtung der Trogbücke notwendig und muss diese Eigenschaft auch während der Einwirkung der Einflüsse aus der Längstragwirkung aufrecht erhalten. Es gilt zu klären, ab welcher Einwirkung und an welchen Stellen der Betonkern zu versagen beginnt. Aufgrund der Geometrie ist absehbar, dass das Versagen bei den Löchern der Dübelleisten entstehen wird. Die größte Zugkraft im Plattenstreifen gibt es, wie in Kapitel 4.5.2 beschrieben, in der Feldmitte. Dadurch lässt sich bereits erahnen, dass in diesem Bereich der Betonkern zuerst versagen wird. Aus diesem Grund wird das Betonverhalten im Bereich der Feldmitte genauer untersucht. Der Schnitt für die Darstellung der Betonspannungen und -schädigungen erfolgt für alle Varianten (bis auf Variante 3) in der vertikalen Achse des Betondübels. Bei Variante 3 wird der Betondübel horizontal auf halber Höhe geschnitten. Weiters werden für die jeweiligen Varianten die Spannungen in der Bewehrung und in den Kopfbolzendübeln analysiert. Für die Variante 1c erfolgt die Diskussion der Spannungen in den Stahlbauteilen (Deck-, Bodenblech und Dübelleisten). Abbildung 5.1 gibt einen Überblick über die Bezeichnung der Komponenten des Ersatzmodells von Variante 1.

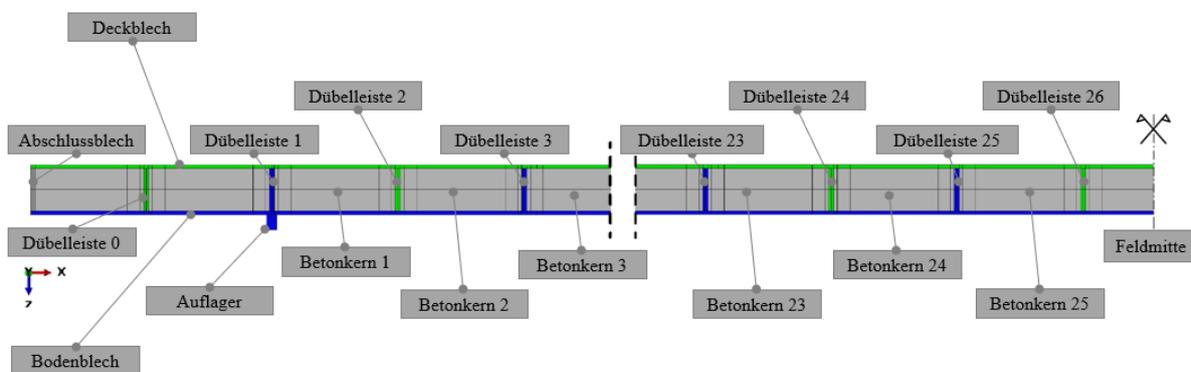


Abb. 5.1: Längsschnitt der Variante 1 mit der Bezeichnung der Komponenten

In Abbildung 5.2 ist der Längsschnitt der Platte für die Varianten 2, 3 und 4 mit der Bezeichnung der Komponenten dargestellt.

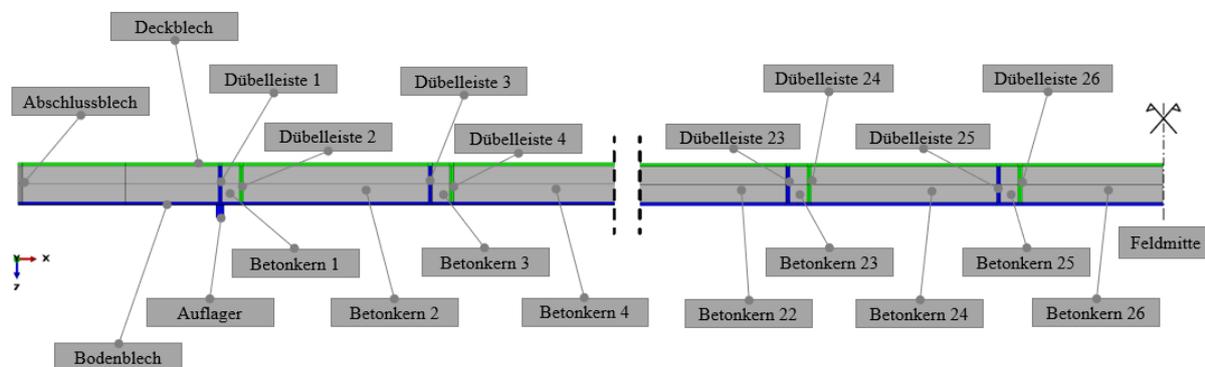


Abb. 5.2: Längsschnitt der Variante 2,3 und 4 mit der Bezeichnung der Komponenten

In weiterer Folge werden die Spannungen in x -Richtung als $S11$, die Spannungen in y -Richtung als $S22$ und die Spannungen in z -Richtung als $S33$ bezeichnet. Diese sind in der Einheit N/mm^2 angegeben. Die Verschiebung in x -Richtung wird als $U1$, die in y -Richtung als $U2$ und die in z -Richtung als $U3$ bezeichnet. Für den Beton bezeichnet $DamageT$ den Schädigungsgrad auf Zug und $DamageC$ den Schädigungsgrad auf Druck. Ein Wert von 0,0 bedeutet, dass der Beton unbeschädigt ist. Bei 1,0 versagt der Beton komplett und kann somit keine weiteren Spannungen aufnehmen [23].

5.2 Variante 1a

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 1a der SCSC-Platte ist jene mit dem äquidistanten Dübelleistenabstand und unbewehrtem Betonkern (siehe Abbildung 5.3).

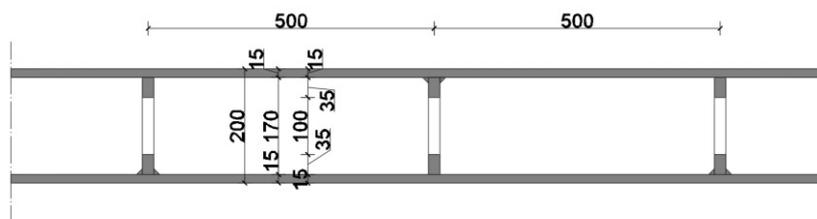


Abb. 5.3: Längsschnitt der Variante 1a der SCSC-Platte

5.2.1 Spannungen im Beton

In Abbildung 5.4 sind die Spannungen $S11$ bei *Frame* 1,5 (Step Time: 0,0375 s) in dem Betonkern zwischen Dübelleiste 23 bis 25 dargestellt. Diese steigen speziell im Betondübel von Beginn der Berechnung kontinuierlich an und erreichen bei *Frame* 1,5 die maximale Zugspannung des Betons. Bereits ab *Frame* 2 (Step Time: 0,05 s) bauen sich die Zugspannungen im Beton wieder ab, obwohl zeitgleich die Einwirkung zunimmt (siehe Abbildung 5.9). Dies deutet darauf hin, dass der Betondübel zu diesem Zeitpunkt anfängt zu versagen und die aufnehmbaren Zugkräfte des Betons abnehmen.

Bei *Frame 20* (Step Time: 0,5 s) haben sich die Zugspannungen im Beton beinahe vollständig abgebaut. Der Beton ist im Bereich der Dübelleiste gerissen und entzieht sich somit komplett der Tragwirkung in Längsrichtung (Vergleich: Abbildung 5.4 bis 5.6).

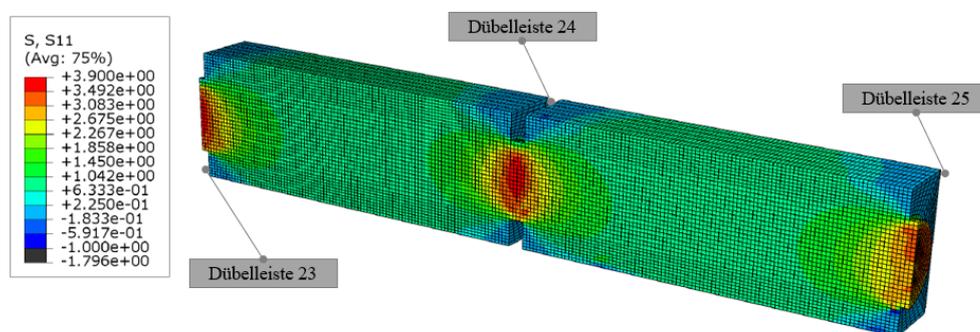


Abb. 5.4: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 25 - *Frame 1,5*; $0,075 \cdot ULS$

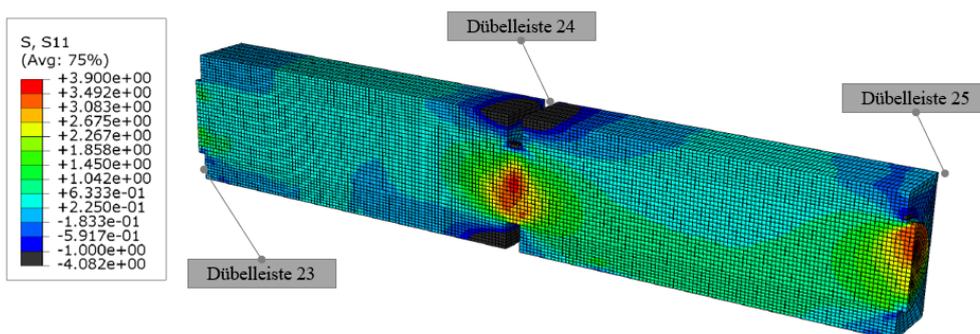


Abb. 5.5: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 25 - *Frame 2*; $0,10 \cdot ULS$

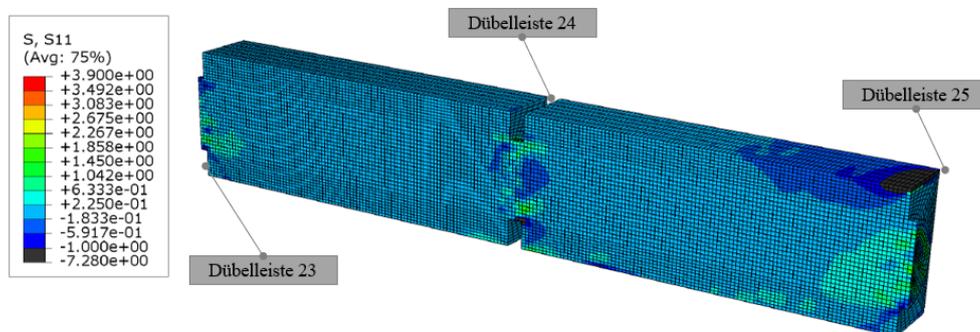


Abb. 5.6: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 25 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

Auch anhand der Spannungstrajektorien ist zu sehen, dass die Zugspannungen im Beton bei *Frame* 1,5 am größten sind (siehe Abbildung 5.7). Mit fortschreitender Berechnung bauen sich diese wieder ab.

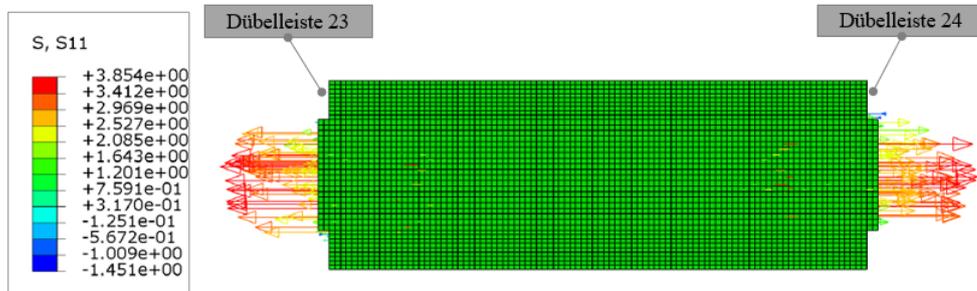


Abb. 5.7: Spannungstrajektorien im Beton bei Dübeln 23 und 24 - *Frame* 1,5; $0,075 \cdot ULS$

5.2.2 Schädigung des Betons

In Abbildung 5.8 ist ersichtlich, dass der Beton bereits bei *Frame* 0,5 (Step Time: 0,0125 s) erste Schädigungen auf Zug aufweist. Der Zugschädigungsparameter ist jedoch noch sehr gering, mit einem maximalem Wert von in etwa 0,2 und die Schädigungen treten nur lokal an kleinen Stellen auf. Welche Auswirkung ein Schädigungsparameter dieser Größenordnung auf die aufnehmbare Zugspannung des Betons hat, kann aus Abbildung 4.39 entnommen werden. Bei einem Schädigungsparameter von 0 ist der Beton unbeschädigt, bei 1 versagt er komplett und es können keine weiteren Spannungen aufgenommen werden.

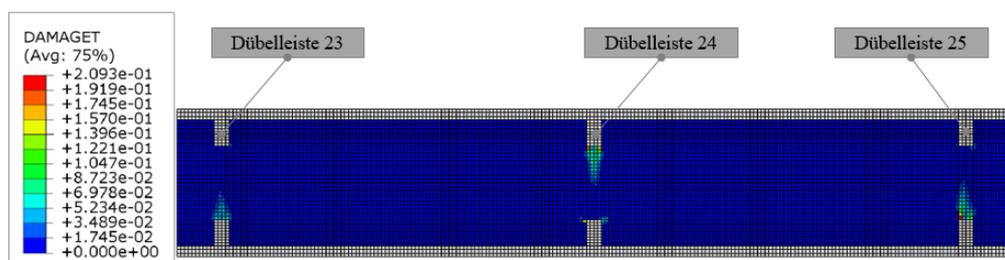


Abb. 5.8: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübeln 23 bis 25 - *Frame* 0,5; $0,025 \cdot ULS$

Zwischen *Frame* 0,5 und 1,5 sieht das Schädigungsbild im Beton sehr ähnlich aus. Danach springt die Betonschädigung bei *Frame* 2 (Step Time: 0,05 s) sprunghaft an und der Beton ist bei Dübeln 24 fast komplett gerissen. Der maximale Wert der Beton-Zugschädigung liegt zu diesem Zeitpunkt bei 0,96 (siehe Abbildung 5.9).

Spätestens bei *Frame* 5 (Step Time: 0,125 s) scheint der Betondübel 24 komplett durchgerissen zu sein (siehe Abbildung 5.10). Der Betondübel 24 ist der erste in dem gesamten Modell der zu reißen beginnt. Betondübel 23 und 25 entwickeln sich beide sehr ähnlich und zeitlich versetzt zu Betondübel 24. Bei *Frame* 5 ist ein Großteil der Betondübel noch komplett unbeschädigt. Betondübel 12 und 19 weisen ein ähnliches Schädigungsbild wie Betondübel 24 und Betondübel 11, 13, 17 und 18 ein ähnliches Schädigungsbild wie Betondübel 23 und 25 auf.

Nach *Frame* 5 steigt der Schädigungsparameter in den Betondübel 23 und 25 weiter kontinuierlich an. Es ist kein sprunghaftes Versagen wie in Betondübel 24 zwischen *Frame* 1,5 und 2 zu

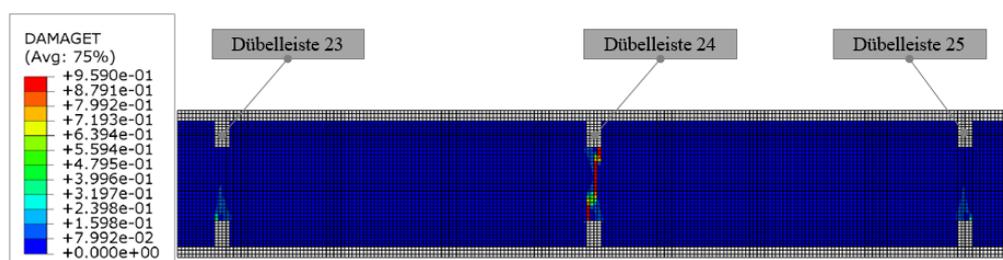


Abb. 5.9: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 23 bis 25 - *Frame 2*; $0,10 \cdot ULS$

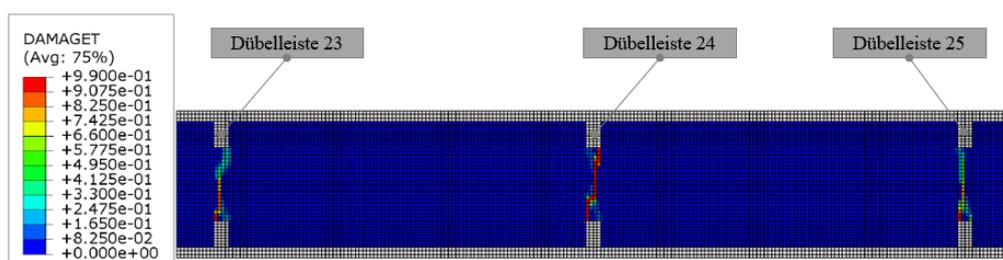


Abb. 5.10: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 23 bis 25 - *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

sehen. Am Ende der Berechnung bei *Frame 20* (Step Time: 0,5 s) ist ein Großteil der Betondübel komplett zerstört. Im Bereich des Auflagers sind die Betondübeln tendenziell weniger beschädigt. Die komplett gerissenen Betondübel sind 3, 6, 7, 9, 12, 13, 16, 17, 18, 19, 20, 22, 23, 24, 25 und 26. In Abbildung 5.11 ist der Beton im Bereich von Dübelleiste 23 bis 25 für *Frame 20* dargestellt.

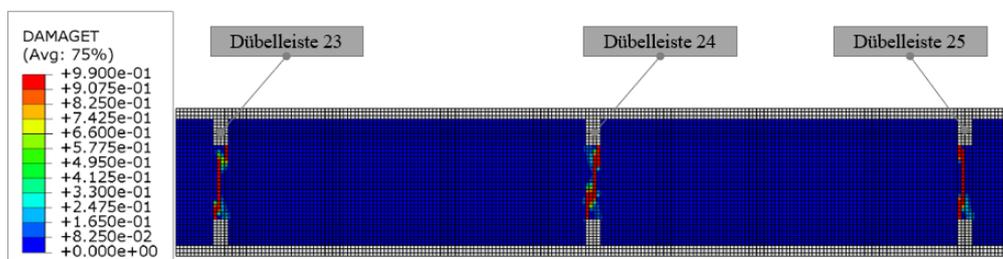


Abb. 5.11: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 23 bis 25 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

Durch die Berechnung wird ersichtlich, dass das erste Versagen beim dritten Betondübel von der Feldmitte aus betrachtet, (Betondübel 24) auftritt. Dafür ist nur ca. 15% des ULS-Einwirkungslevels notwendig. Bei weiterer Einwirkungssteigerung versagen immer mehr Betondübel. Bei Betrachtung der Reaktionskräfte im Plattenquerschnitt ist deutlich erkennbar, dass durch das Versagen der Betondübel, der Beton an der Abtragung der Normalkräfte nur mehr in vernachlässigbar geringem Ausmaß mitwirkt. Zwischen den Dübelleisten entstehen im Beton geringe Zugspannungen, welche sich hauptsächlich aus der Verformung der Platte ergeben. Dieses Ergebnis war zu erwarten, weswegen nach alternativen Varianten geforscht wurde.

5.3 Variante 1b

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 1b der SCSC-Platte ist jene mit dem äquidistanten Dübelleistenabstand und dem Bewehrungskorb (siehe Abbildung 5.12).

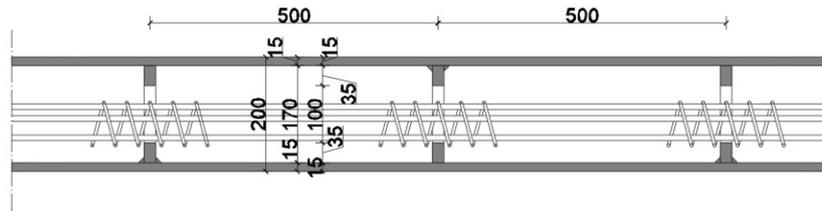


Abb. 5.12: Längsschnitt der Variante 1b der SCSC-Platte

5.3.1 Spannungen im Beton

In Abbildung 5.13 ist zu erkennen, dass sich bei den ersten *Frames* ein ähnliches Bild wie bei Variante 1a abzeichnet. Es kommt ebenfalls zu Spannungskonzentrationen bei den Betondübeln. Diese bauen sich jedoch erst bei einem höheren Einwirkungslevel im Vergleich zu Variante 1 wieder ab.

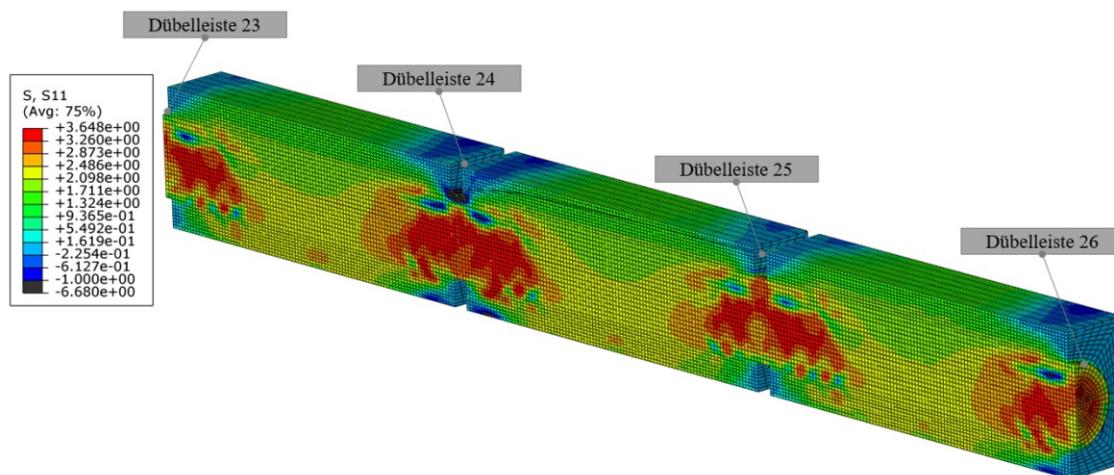


Abb. 5.13: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 26 - *Frame* 5; 0,25 · ULS

Bei weiterer Einwirkungssteigerung (siehe Abbildung 5.14 bis 5.15) wird ersichtlich, dass sich die Spannungen auf die Betonkerne ausbreiten und sich die Spannungskonzentrationen in den Betondübeln abbauen. Dies tritt ein, wenn die Betondübel zu versagen beginnen und somit keine weiteren Spannungen aufnehmen können. Das jedoch immer noch höhere Spannungen im Betonkern auftreten können, ist nur möglich, da durch den Bewehrungskorb die einzelnen Betonkerne zusammengehalten werden.

Wenn die Einwirkung bis zum ULS-Grenzzustand erhöht wird, ist zu erkennen, dass sich die Spannungen in der Mitte der Betonkammer teilweise wieder abbauen. (siehe Abbildung 5.16). Dies entsteht durch den Beginn der Biegerissbildung in der Mitte der Betonkerne. Dieser Effekt ist bei der Betonschädigung in Abbildung 5.22 bereits gut zu erkennen. Im Bereich der Biegerisse im Beton ist ebenfalls eine deutliche Erhöhung der Spannungen in der Bewehrung zu erkennen (siehe Abbildung 5.19). Durch die Bewehrung verteilt sich die Rissbildung im Beton über die

gesamte Länge der Platte. Der Beton ist, auf Grund des *Tension Stiffening Effect* in der Lage zwischen den Rissen auf Zug mitzuwirken [11]. Dies ist ein wesentlicher Unterschied zu den unbewehrten Varianten, bei denen sich nach den ersten Rissbildungen die Spannungen im Beton abrupt abbauen.

Die größten Spannungen treten, wie auch bei den anderen Varianten, im Bereich der Feldmitte auf. Grundsätzlich sind bei allen Betonkernen ähnliche Spannungsverläufe zu erkennen, nur dass diese bei den Betonkernen hin zu dem Querträger-Auflager erst bei einem höheren Einwirkungslevel auftreten.

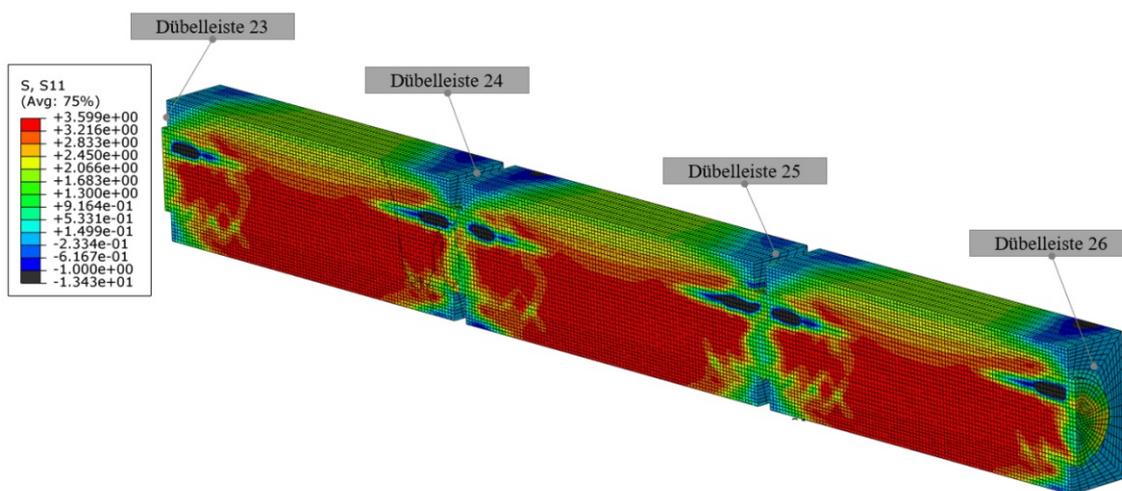


Abb. 5.14: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelreihe 23 bis 26 - *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

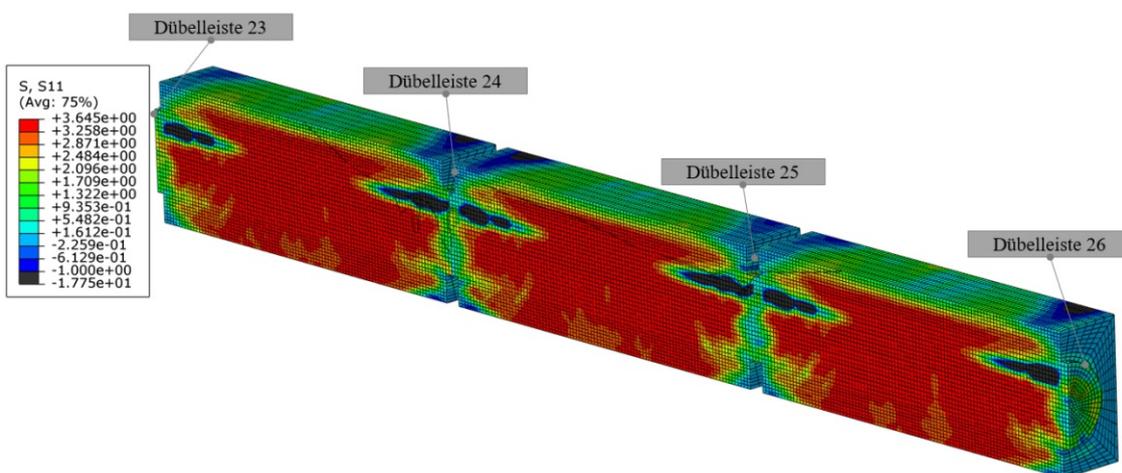


Abb. 5.15: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelreihe 23 bis 26 - *Frame 15*; $0,75 \cdot ULS$

Zusätzlich zu den Zugspannungen ist ersichtlich, dass sich im Bereich um die Längsbewehrung in der Nähe der Betondübel geringe Druckspannungen aufbauen (siehe Abbildung 5.17). Diese werden durch die Einleitung der Zugkraft von der Bewehrung in den Betonkern erzeugt. Die Spannungen sind jedoch nur sehr gering und lösen keine Druckschädigung im Betonkern aus. Dieser Effekt wird in Kapitel 5.4 für die Variante 1c genauer erläutert, da er für die Variante mit Einzelstab deutlicher zu erkennen ist.

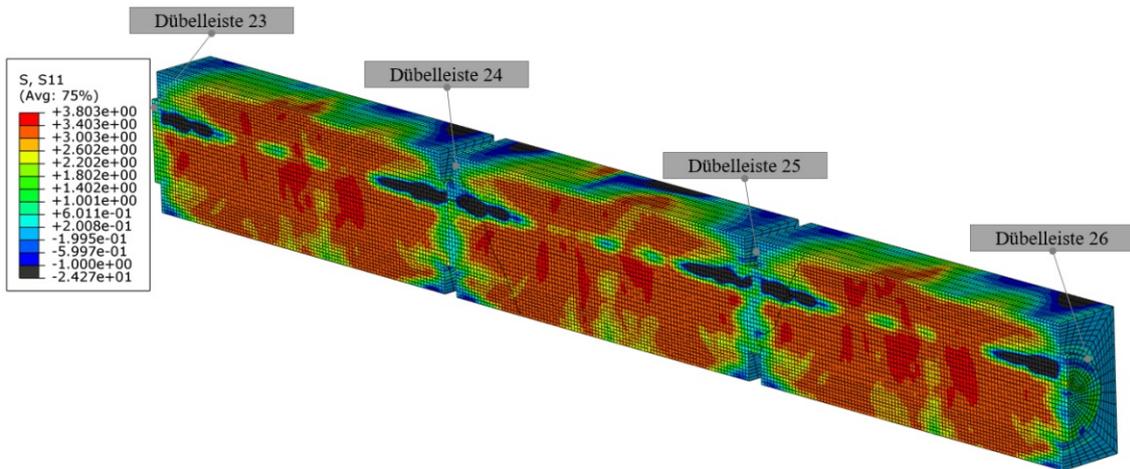


Abb. 5.16: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelreihe 23 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

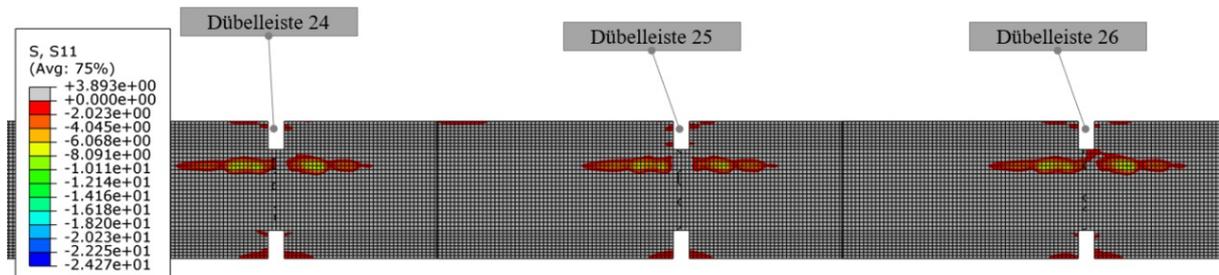


Abb. 5.17: Druckspannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelreihe 24 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

5.3.2 Spannungen im Bewehrungskorb

Bei den Spannungen im Bewehrungskorb (siehe Abbildung 5.18 und 5.19) ist sehr klar zu erkennen, dass im Bereich der Betondübel die größten Spannungen auftreten. Damit war auch zu rechnen, da in diesem Bereich der Beton am meisten geschwächt ist und zu versagen beginnt. Nach Versagen des Betons müssen sämtliche Zugkräfte von der Bewehrung übernommen werden. Zu der Mitte der Betonkernen nimmt die Zugspannung in der Bewehrung kontinuierlich ab, da die Kräfte in den Betonkern eingeleitet werden. Speziell bei einem geringen Einwirkungs niveau ist dieser Spannungsverlauf deutlich zu erkennen. Bei höheren Einwirkungs niveaus gibt es Abweichungen dazu, da der Beton auch in der Mitte des Betonkerns zu versagen beginnt und dementsprechend weniger Zugkräfte übernehmen kann. Generell nehmen die Zugspannungen in Richtung des Auflagers stetig ab, da in diesem Bereich die Zugbeanspruchung wesentlich geringer ist. Desweiteren ist zu erkennen, dass nicht alle Bewehrungsstäbe die gleichen Spannungen aufweisen. Dies ist von mehreren Aspekten abhängig. Bei einem niedrigeren Einwirkungs niveau haben die unteren und mittleren Längsstäbe des Bewehrungskorbes im Bereich der Betondübel teilweise eine geringfügig höhere Zugspannung. Bei höhere Einwirkung scheint sich dieser Effekt umzukehren und die Stäbe oben sind mehr beansprucht. Dieser Effekt kann damit begründet werden, dass bei niedrigerer Einwirkung, aufgrund der Momenten-Normalkraft-Interaktion, an der Unterseite des Plattenstreifens höhere Zugspannungen auftreten. Diese sind dementsprechend dann auch in der Bewehrung vorhanden. Wird die Einwirkung jedoch erhöht, wandern die

Spannungen im Betonkern aufgrund der Biegerissbildung zunehmend nach oben in der Struktur. Dadurch werden diese Bereiche ebenfalls mehr beansprucht. Es ist jedoch zusätzlich anzumerken, dass dies nicht überall entlang der Längsrichtung der Fall ist. Betrachtet man die Bereiche der Betonkernmitte, sind die unteren Bewehrungsstäbe teilweise auch bei höherer Einwirkung mehr beansprucht. In diesem Bereich wird aufgrund der Biegerisse eine erhöhte Spannung in der Bewehrung erzeugt. Im ULS-Grenzzustand treten Spannungen in einer Höhe von etwa 359 N/mm^2 auf. In Abbildung 5.18 und 5.19 sind die Spannungen in der Nähe der Feldmitte für *Frame 10* und *Frame 20* abgebildet.

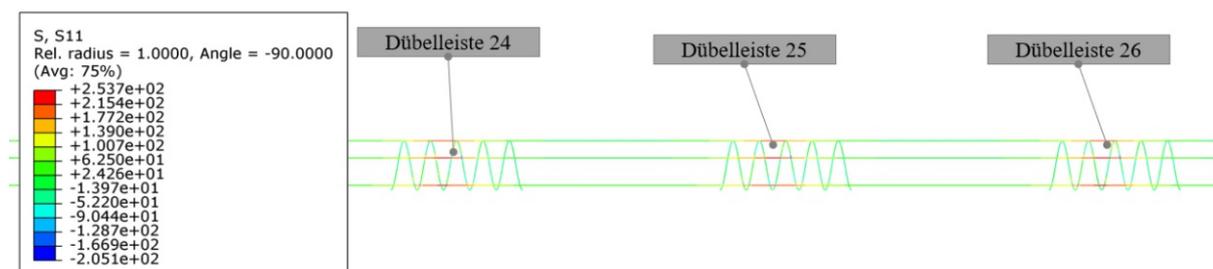


Abb. 5.18: Zugspannungen S_{11} [N/mm^2] im Bewehrungskorb bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

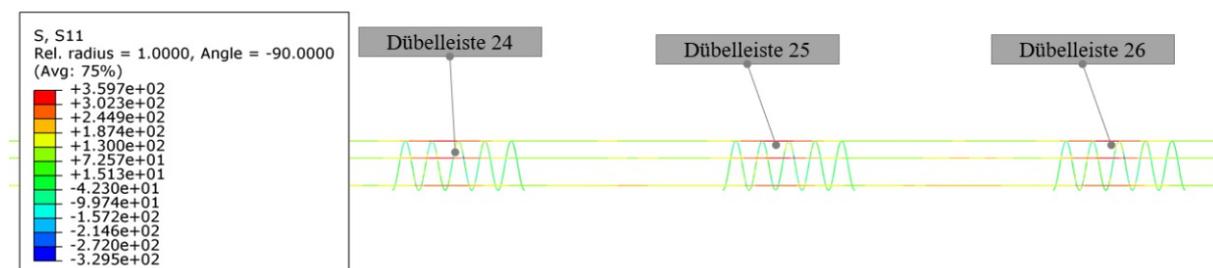


Abb. 5.19: Zugspannungen S_{11} [N/mm^2] im Bewehrungskorb bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

5.3.3 Schädigung des Betons

Bei der Variante 1b sind die Betonkerne aufgrund des Bewehrungskorbes auch nach dem Versagen der Betondübel miteinander verbunden. Es dauert im Vergleich zu anderen Varianten wesentlich länger, bis es zum kompletten Versagen eines Betondübels kommt. Erst ab ca. *Frame 17* gibt es ein Element in der Struktur das komplett versagt (siehe Abbildung 5.21). Wenn man sich jedoch die weiteren Betondübel ansieht, kann man erkennen, dass bei fast allen Betondübel das Versagen bereits weit fortgeschritten ist. Bei weiterer Steigerung der Einwirkung ist sehr gut zu sehen, dass zusätzlich Biegerisse an der Unterseite der Betonkerne auftreten (siehe Abbildung 5.22). Dies deutet darauf hin, dass der Betonkörper bis zum ULS-Grenzzustand als ein zusammenhängendes Bauteil fungiert. Die Biegerisse zerstören jedoch zusätzlich die Betonstruktur in den Betonkernen. Dies ist, wie bereits im Kapitel zuvor besprochen, bei den Zugspannungen in den Betonkernen zu sehen. Diese entziehen sich zunehmend der Aufnahme von Spannungen S_{11} in Längsrichtung.

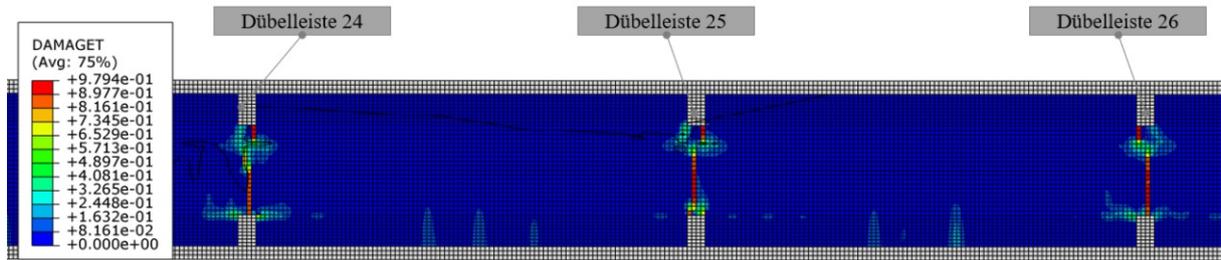


Abb. 5.20: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame 15; 0,75 · ULS*

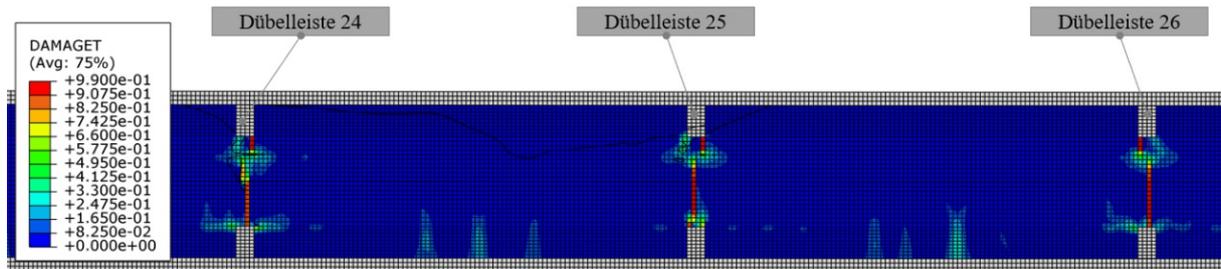


Abb. 5.21: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame 17; 0,85 · ULS*

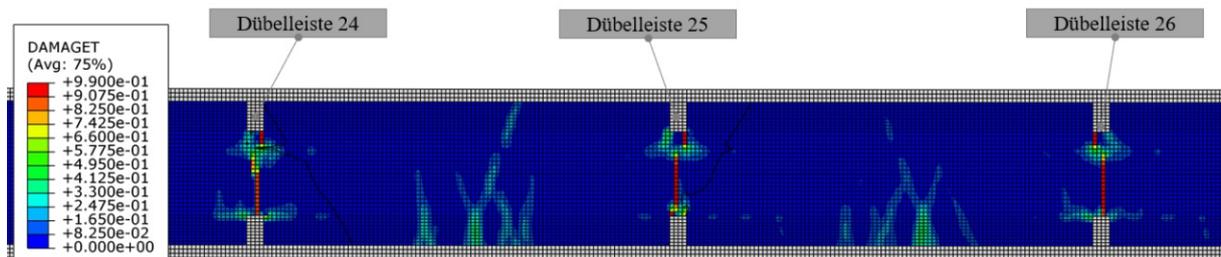


Abb. 5.22: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

5.4 Variante 1c

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 1c der SCSC-Platte ist jene mit dem äquidistanten Dübelleistenabstand und dem Einzelstab (siehe Abbildung 5.23).

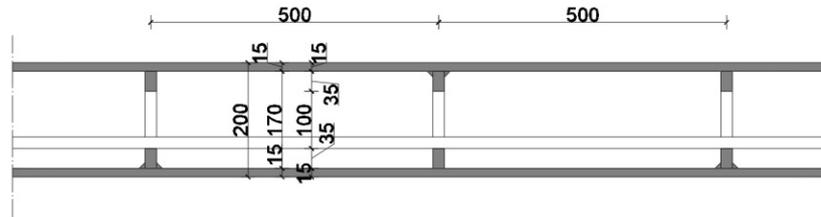


Abb. 5.23: Längsschnitt der Variante 1c der SCSC-Platte

5.4.1 Spannungen im Beton

Bis *Frame 2* ist zu erkennen (siehe Abbildung 5.24), dass wie bei den anderen Varianten Spannungskonzentrationen bei den Betondübeln auftreten. Bei weiterer Einwirkungssteigerung nehmen die Zugspannungskonzentrationen stetig ab, da es zu einem fortschreitenden Versagen in den Betondübeln kommt. Bei einer Steigerung der Einwirkung bis zu *Frame 20* kann man erkennen, dass die Zugspannungen an der Unterkante der Betonkerne stark zunehmen, jedoch nicht in so einem großen Ausmaß wie bei Variante 1b mit dem Bewehrungskorb. Zusätzlich ist noch anzumerken, dass die Zugspannungen auch nach oben hin zunehmen. Dies hat einen erheblichen Einfluss auf die Biegesteifigkeit und wird in den nachfolgenden Kapiteln noch genauer erläutert. Desweiteren ist zu erkennen, dass an der Oberseite der Betonkerne nahezu keine Spannungen auftreten.

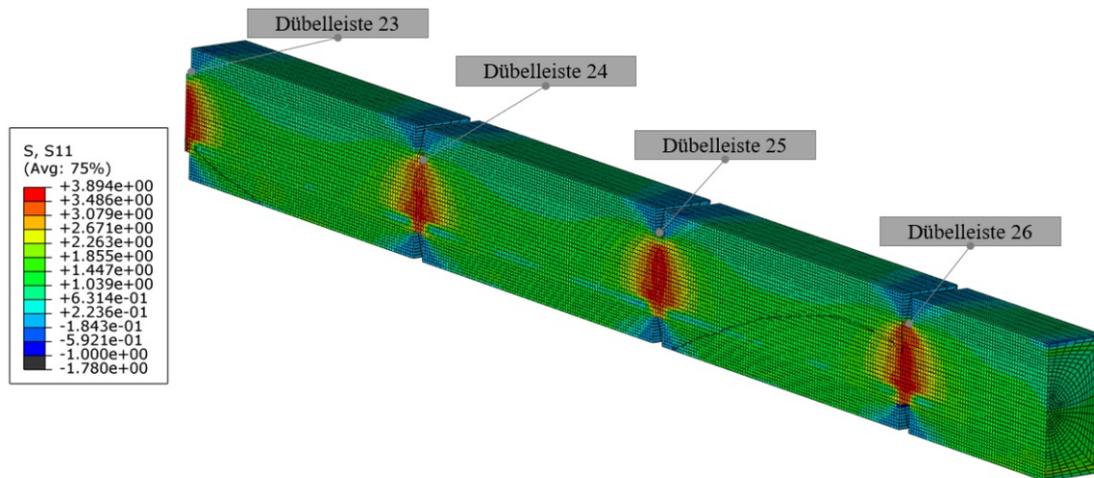


Abb. 5.24: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 26 - *Frame 2*; 0, 10 · ULS

Zusätzlich treten im Bereich des Bewehrungsstabes im Beton Druckspannungen auf. Diese sind in Abbildung 5.28 gut zu erkennen. In Abbildung 5.24 ist ersichtlich, dass bei einer Einwirkung von 0, 10 · ULS kaum Druckspannungen vorhanden sind. Diese bilden sich erst ab einem Einwirkungs niveau von 0, 25 · ULS (siehe Abbildung 5.25) und steigen dann kontinuierlich an. Im Bereich vor den Dübelleisten sind die Druckspannungen im Beton am größten. In Richtung

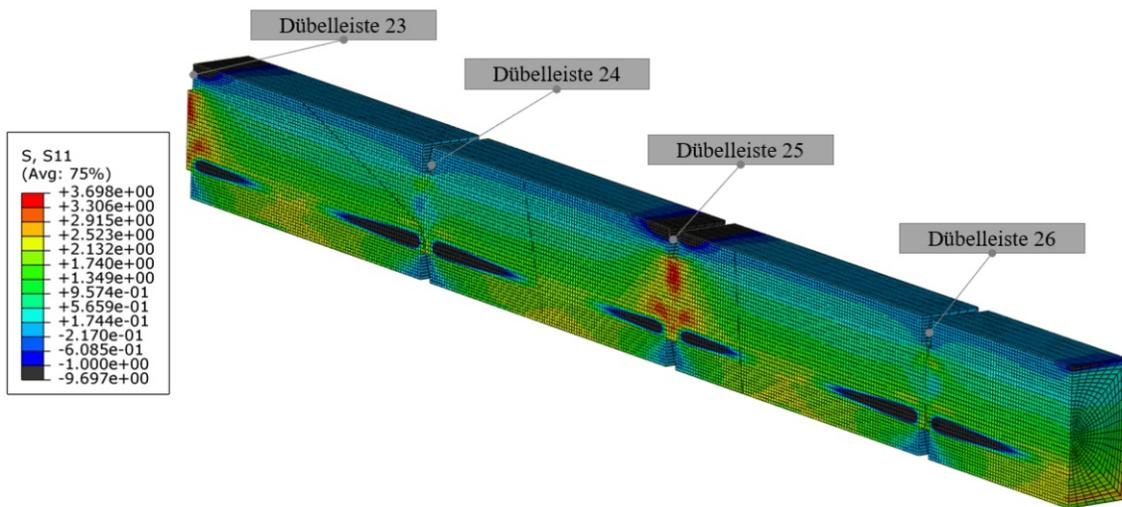


Abb. 5.25: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelbleiste 23 bis 26 - *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

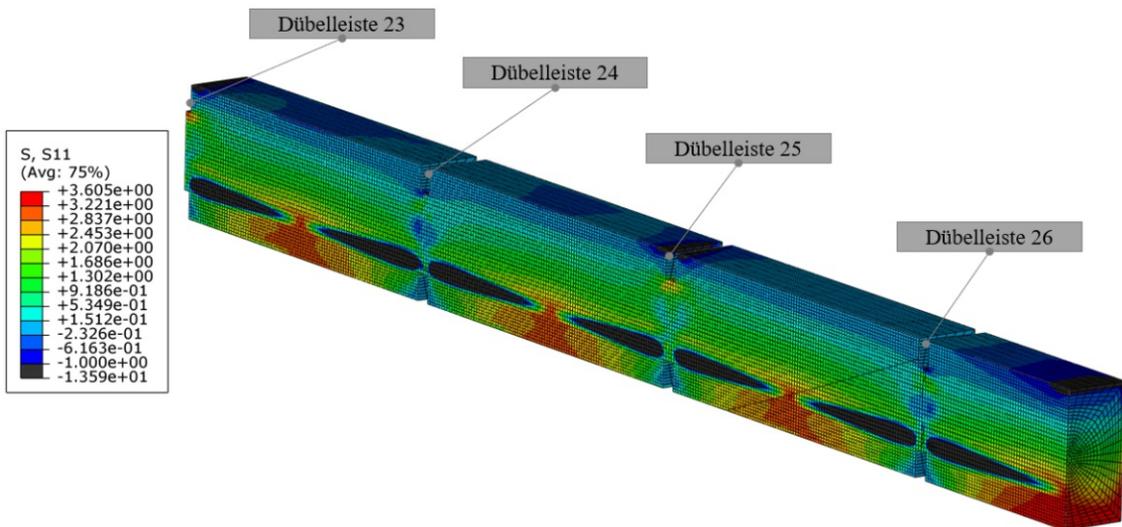


Abb. 5.26: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelbleiste 23 bis 26 - *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

der Mitte der Betonkammer bauen sich diese ab. Die Druckspannungen werden erzeugt, da bei den Betondübel sämtliche Zugkraft nur in der Bewehrung vorhanden ist und in weiterer Folge teilweise in den Betonkern eingeleitet werden muss. Diese Zugkraft wird über Druckdiagonalen in den Beton eingeleitet. Die Druckdiagonalen sind bei Betrachtung der Hauptspannungsrichtungen in Abbildung 5.29a gut zu erkennen. In Abbildung 5.29b ist schematisch der Kraftfluss im Bereich um die Bewehrung dargestellt. Z_q entspricht hierbei der Querszugkraft [20].

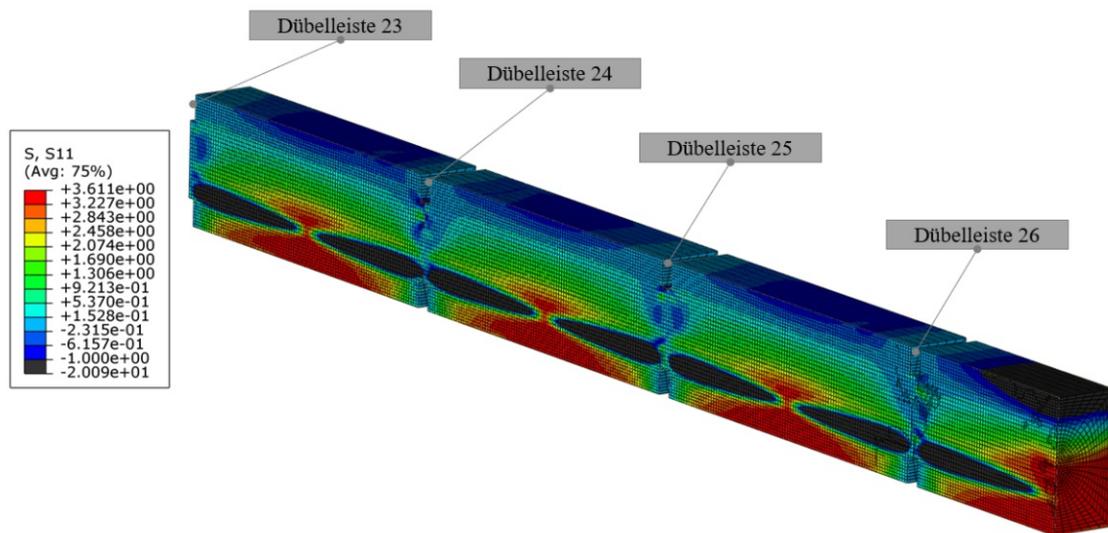


Abb. 5.27: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

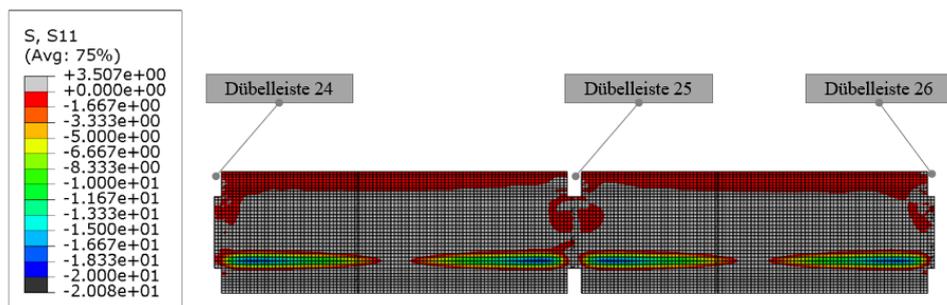


Abb. 5.28: Druckspannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

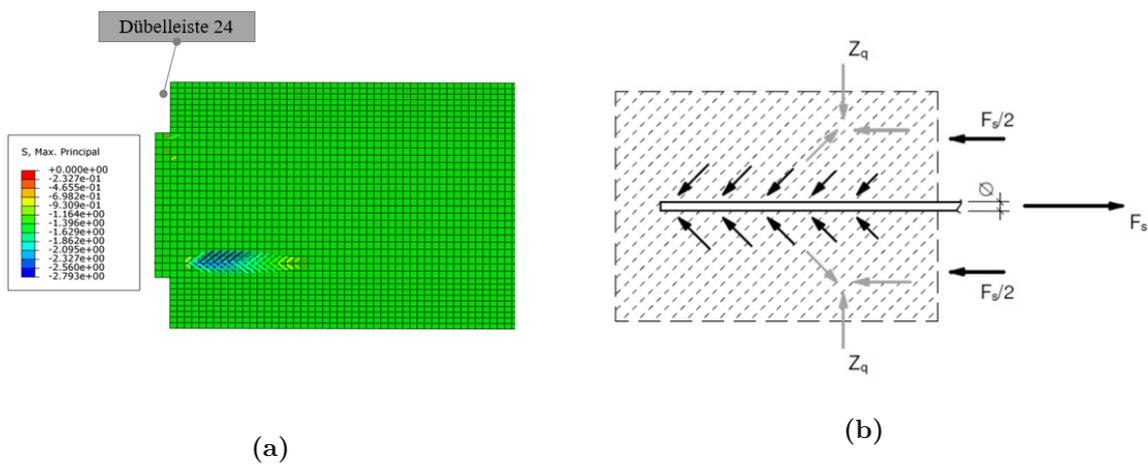


Abb. 5.29: (a) Hauptspannungsrichtung im Betonkern bei Dübelleiste 24 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$; (b) Prinzipskizze für einen Ausziehversuch eines Bewehrungsstabs aus einem Betonkörper

5.4.2 Spannungen im Einzelstab

Bei den Zugspannungen im Einzelstab kann ein ähnlicher Verlauf wie beim Bewehrungskorb festgestellt werden. Die Bereiche in den Betondübeln sind im Vergleich zur Betonkernmitte wesentlich höher beansprucht. Zusätzlich kann man noch sehr gut erkennen, dass bei niedrigem Einwirkungs niveau nur bei ca. jedem zweiten Betondübel hohe Zugspannungen auftreten. Bei den Betondübeln dazwischen ist zwar zu erkennen, dass auch hier erhöhte Zugspannungen in der Bewehrung vorhanden sind, jedoch sind diese um einiges kleiner als beim darauffolgenden Betondübel. Dieser Effekt wird bei ansteigendem Einwirkungs niveau jedoch ausgeglichen und es entsteht ein sehr regelmäßiges Spannungsbild. Bei *Frame 20* treten Spannungen in einer Höhe von in etwa 264 N/mm^2 auf. Insgesamt ist wieder festzustellen, dass die Spannungen in Richtung des Querträger-Auflagers kontinuierlich abnehmen. Die Spannungsverläufe für *Frame 7* und *Frame 20* im Bereich der Feldmitte können den Abbildungen 5.30 und 5.31 entnommen werden.

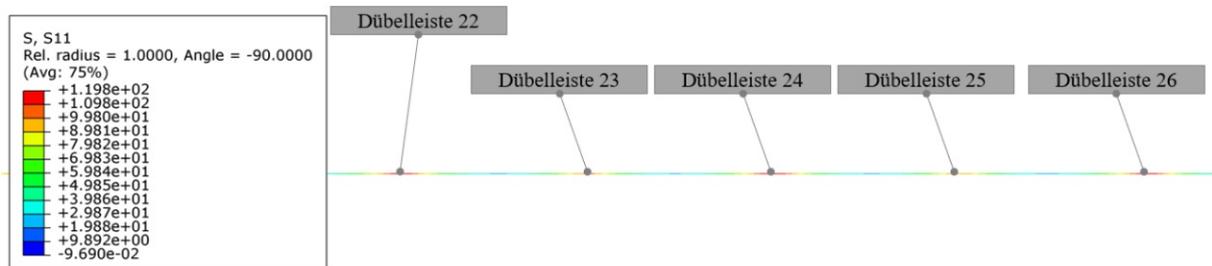


Abb. 5.30: Zugspannungen S11 [N/mm^2] in der Längsbewehrung bei der Dübelreihe 22 bis 26 - *Frame 7*; $0,35 \cdot \text{ULS}$

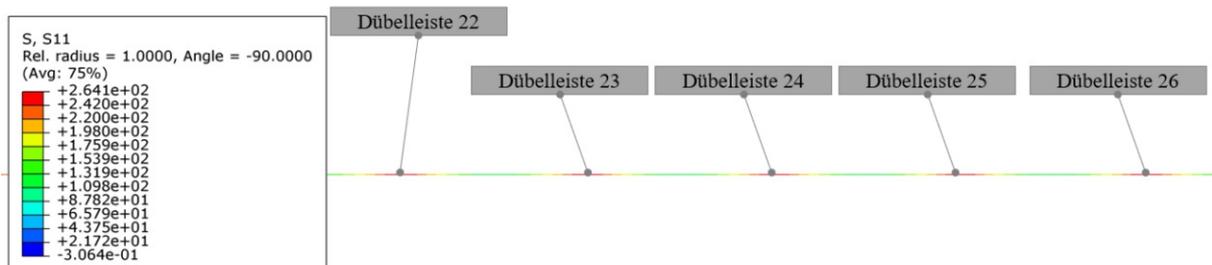


Abb. 5.31: Zugspannungen S11 [N/mm^2] in der Längsbewehrung bei der Dübelreihe 22 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot \text{ULS}$

5.4.3 Spannungen im Deck-, Bodenblech und Dübelleisten

Die Spannungen im Deck- und Bodenblech werden nur für die Variante 1c ausgewertet. Es wird diese Variante gewählt, da sie zusammen mit der Variante 2c die besten Ergebnisse hinsichtlich der Längstragwirkung liefert. Bei diesen Untersuchungen wird nur das ULS-Einwirkungs-niveau berücksichtigt. Dies reicht aus, da es im Vergleich zum Beton bei Steigerung der Einwirkungen zu keinen Schädigungen kommt. Da sowohl auf das Deckblech, als auch auf das Bodenblech große Zugkräfte als Schubspannungen aufgebracht werden, stellen die Zugspannungen in den beiden Blechen die maßgebende Spannungsgröße dar. Betrachtet man die Hauptspannungen in den Blechen, ist sehr gut zu erkennen, wie diese in Richtung Querträgerauflager kontinuierlich abnehmen (siehe Abbildung 5.32 bis 5.34). Da auf das Bodenblech größere Schubspannungen aufgebracht werden, sind auch die Spannungen im Bodenblech größer als jene im Deckblech. Der Maximalwert der Hauptspannungen im Deckblech liegt bei etwa 229 N/mm^2 . Im Bodenblech wird ein Maximalwert von etwa 306 N/mm^2 erreicht. Es ist jedoch anzumerken, dass diese Werte lediglich lokale Spannungskonzentrationen im Lagerungsbereich sind. Sieht man davon ab, tritt die größte Hauptspannung an der Unterkante des Bodenblechs, beim Anschluss der Dübelleiste 25, auf. Dort tritt eine Spannung von 262 N/mm^2 auf. Im Deckblech tritt die maximale Hauptspannung an der Unterkante knapp vor dem Anschlussbereich der Dübelleiste 26 auf. Die Hauptspannung weist einen Wert von 182 N/mm^2 auf.

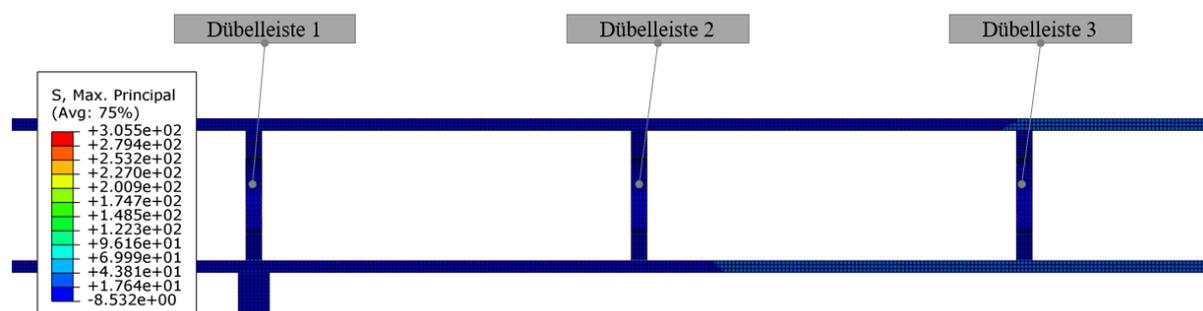


Abb. 5.32: Hauptspannungen [N/mm^2] im Deck- und Bodenblech bei der Dübelleiste 1 bis 3 - Frame 20; $1,00 \cdot \text{ULS}$

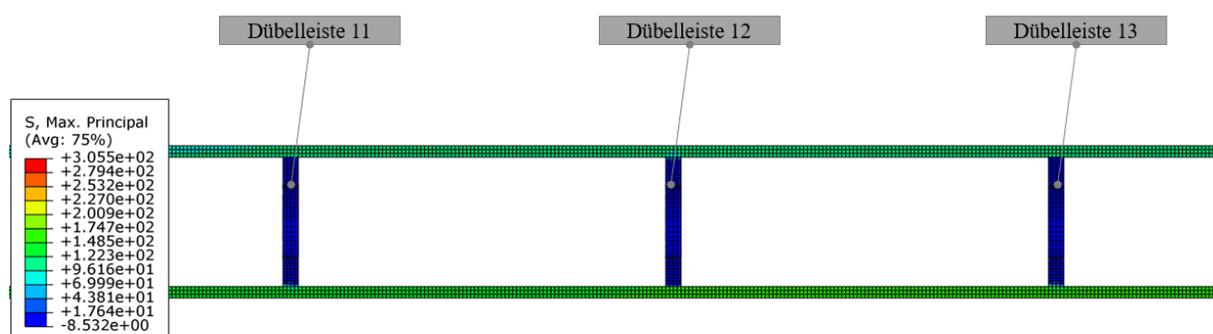


Abb. 5.33: Hauptspannungen [N/mm^2] im Deck- und Bodenblech bei der Dübelleiste 11 bis 13 - Frame 20; $1,00 \cdot \text{ULS}$

Eine Auffälligkeit tritt bei der Untersuchung der Schubspannungen S_{12} im Deck- und Bodenblech auf. Hier ist zu erkennen, dass an den Rändern des Deck- und Bodenblechs Schubspannungen

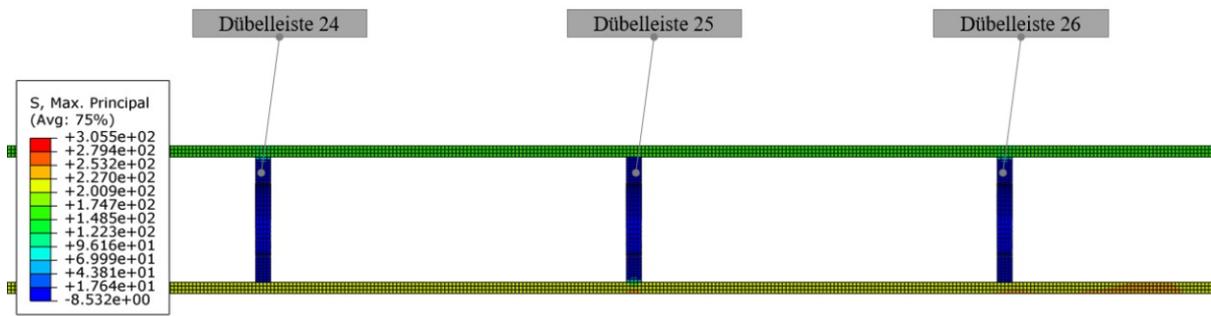


Abb. 5.34: Hauptspannungen [N/mm^2] im Deck- und Bodenblech bei der Dübelleiste 24 bis 26 - Frame 20; $1,00 \cdot ULS$

vorhanden sind. Diese sind in den Abbildungen 5.35 bis 5.37 für drei verschiedenen Stellen im Plattenstreifen dargestellt. Der Grund für das Auftreten dieser Spannungen ist, dass die Aufbringung der Normalkräfte durch Schubspannungen an den Längsschnitten der Bleche erfolgt. Somit müssen die Spannungen an den Rändern auf den gesamten Querschnitt ausgebreitet werden. Dieser Effekt ist sehr stark im Bereich des Querträgers zu sehen, da hier die aufgebrachtten Schubspannungen am größten sind. In Richtung Feldmitte nehmen die Schubspannungen kontinuierlich ab. Nahe der Feldmitte sind diese nur mehr sehr schwach zu erkennen. Es sei gesagt, dass diese Spannungen nur aufgrund der gewählten Einwirkungsaufbringung entstehen. In der Realität würden die Normalkräfte nicht durch solche Schubspannungen entstehen. Anzumerken ist jedoch, dass die Schubspannungen im Vergleich zu den anderen Spannungen, insbesondere zu den Zugspannungen in Längsrichtung S_{11} , sehr gering sind. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die gewählte Art der Einwirkungsaufbringung eine gute Näherung liefert.

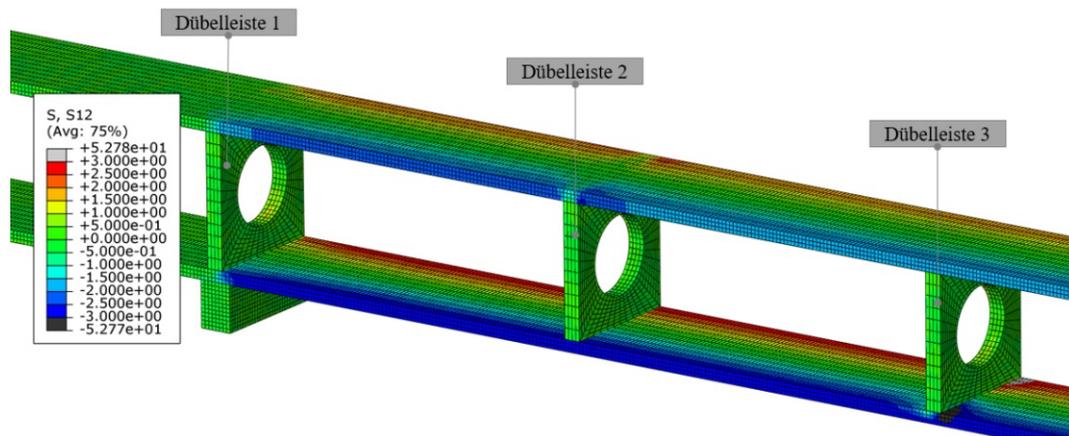


Abb. 5.35: Schubspannungen S_{12} [N/mm^2] in den Stahlbauteilen bei Dübelleiste 1, 2 und 3 - Frame 20; $1,00 \cdot ULS$

Kritische Stellen sind die Bereiche, an denen die Dübelleisten an den Blechen angeschweißt werden. Betrachtet man an diesen Stellen die Vergleichsspannungen σ_v , kann festgestellt werden, dass hier Unstetigkeiten in den Spannungsverläufen auftreten (siehe Abbildung 5.38a). Wie bereits zuvor beschrieben, treten an der Unterkante des Bodenbleches größere Spannungen auf. An der Oberkante des Bodenbleches wird im Anschlussbereich der Dübelleiste ein Teil der Zugspannungen S_{11} in Längsrichtung auf die Dübelleiste übertragen (siehe Abbildung 5.38b). In den Abbildungen 5.38c bis 5.38d sind die beiden weiteren Normalspannungskomponenten S_{22}

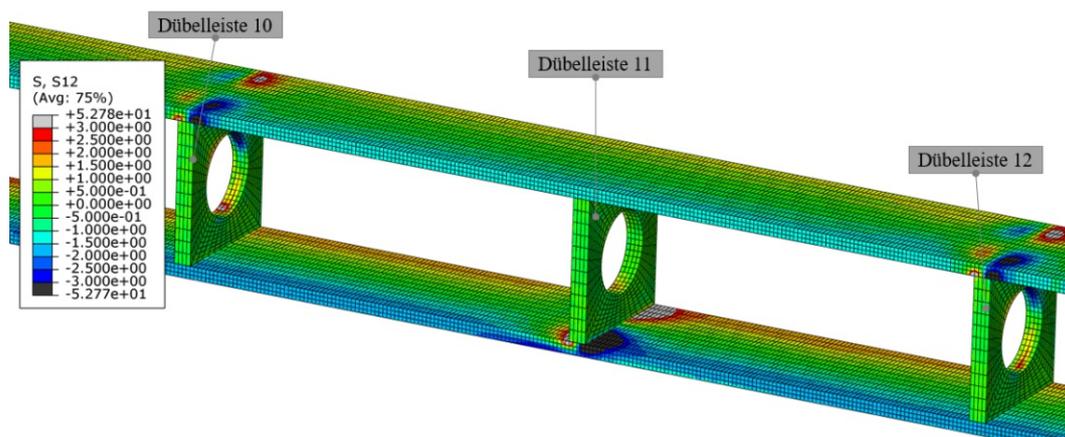


Abb. 5.36: Schubspannungen S_{12} [N/mm^2] in den Stahlbauteilen bei Dübelleiste 10, 11 und 12 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

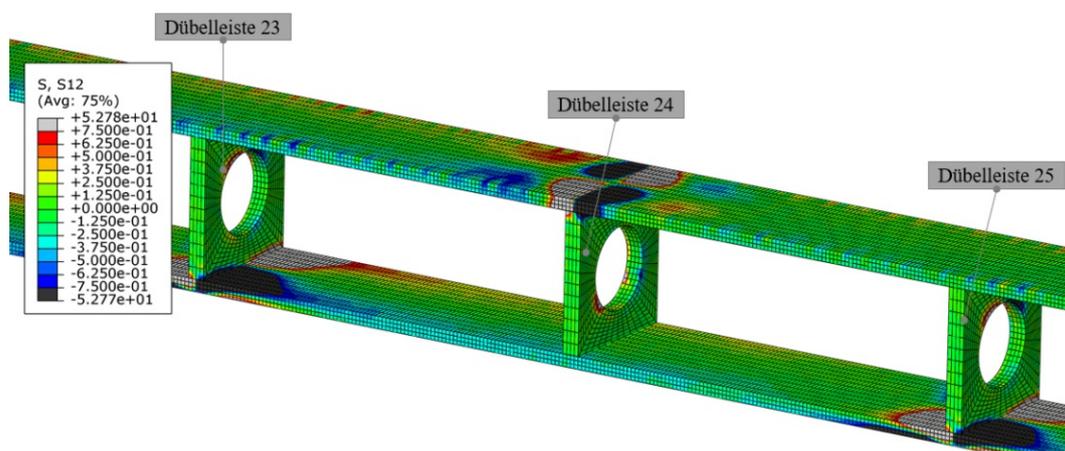


Abb. 5.37: Schubspannungen S_{12} [N/mm^2] in den Stahlbauteilen bei Dübelleiste 23, 24 und 25 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

und S_{33} im Bodenblech und der Dübelleiste 25 dargestellt. Hier kann man sehr schön erkennen, dass sowohl an der Unterkante der Dübelleiste, als auch im Bodenblech Zugspannungen S_{33} in z -Richtung auftreten. Außerdem wird ersichtlich, dass in der Dübelleiste ein Querdruck erzeugt wird. Das Bodenblech erhält in diesem Bereich eine Querkzugspannung S_{22} in y -Richtung. Die Querdruck- und zugspannungen treten durch die Querdehnung des Bodenblechs auf, die wiederum durch die Dehnung in Brückenlängsrichtung entstehen. Die Querdehnung wird teilweise durch die Dübelleiste behindert und die in Abbildung 5.38c dargestellten Querspannungen treten auf.

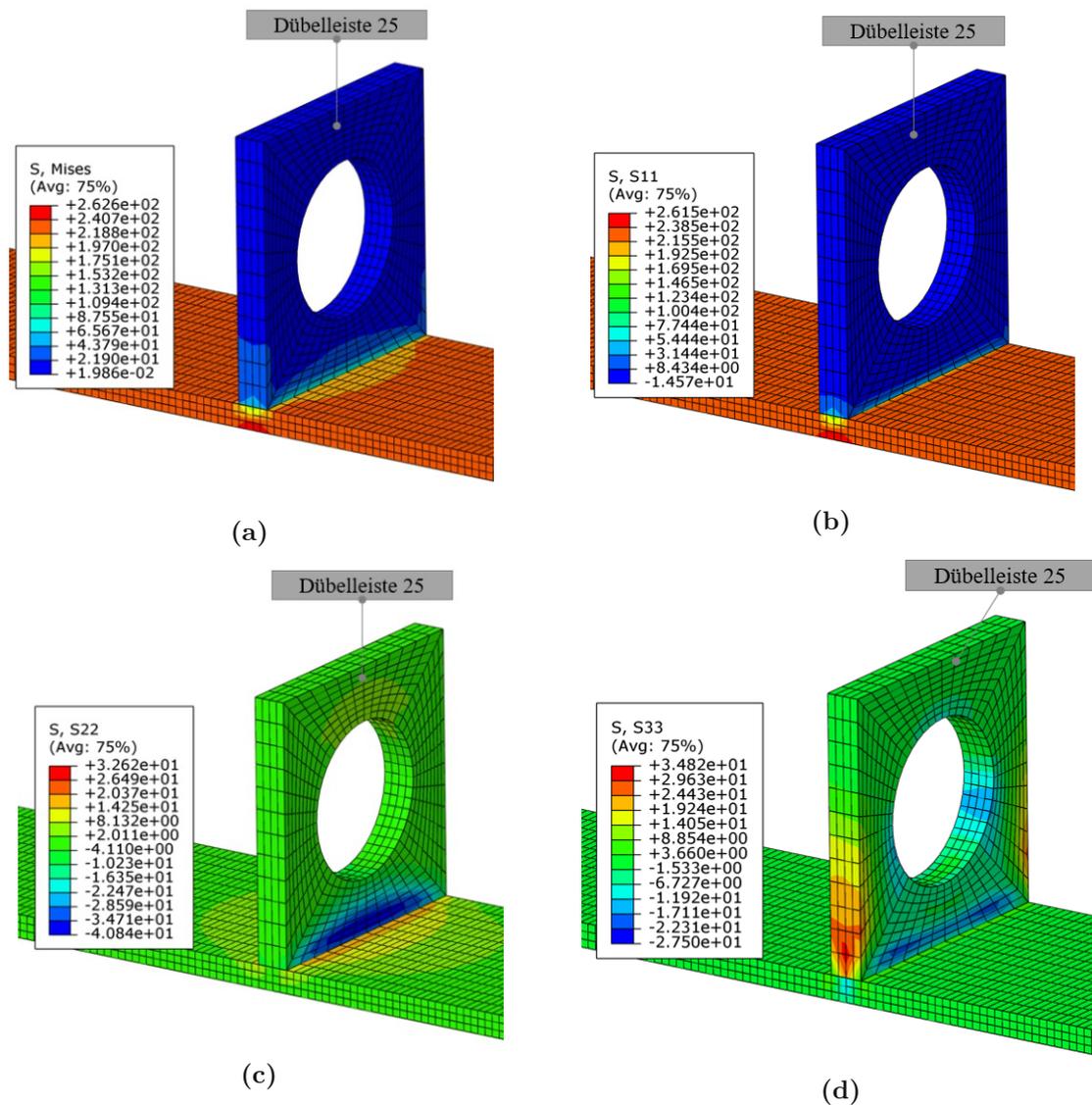


Abb. 5.38: Spannungskomponente (a) σ_v , (b) S11, (c) S22 und (d) S33 in $[N/mm^2]$ im Bodenblech und Dübelleiste 25 - *Frame* 20; $1,00 \cdot ULS$

Weiters sind die Spannungen in der Schweißnaht zwischen den Dübelleisten und dem Deck- und Bodenblech von großer Bedeutung, insbesondere die Schubkräfte beziehungsweise Schubspannungen. Um die resultierende Schubkräfte zu ermitteln, kann im Programm *ABAQUS/CAE* [3] ein Schnitt im Kontaktbereich zum Deck- oder Bodenblech gemacht werden. Von den Dübelleisten, die am Bodenblech angeschweißt sind, weist die Dübelleiste 1 mit einer Schubkraft von $9,57 kN$ die größte Beanspruchung auf. Zur Feldmitte hin verringern sich die resultierende Schubkräfte in den Schweißnähten (siehe Abbildung 5.39).

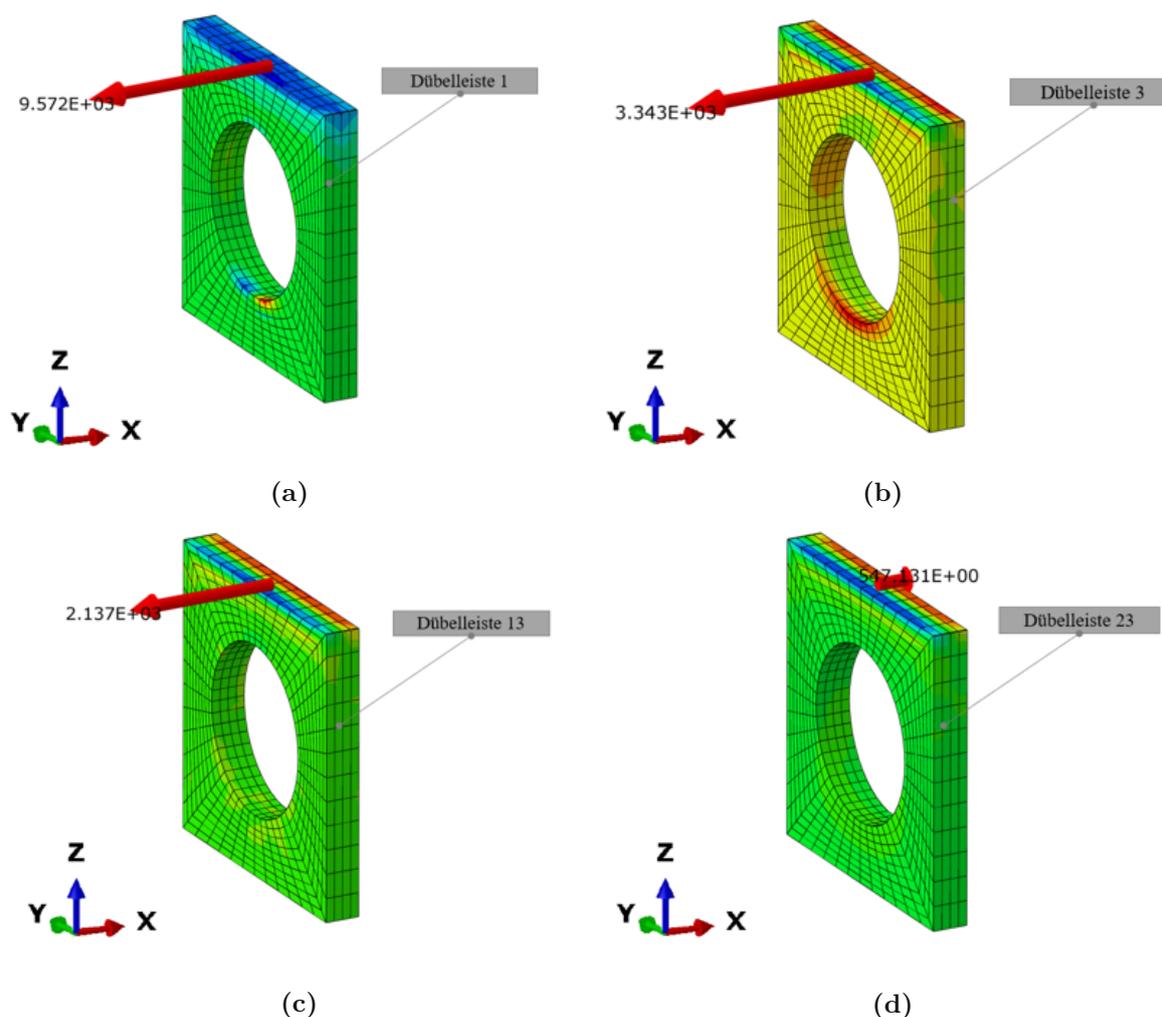


Abb. 5.39: Resultierende Schubkraft in $[N]$ in der Schweißnaht zwischen Bodenblech und (a) Dübelleiste 1, (b) Dübelleiste 3, (c) Dübelleiste 13 und (d) Dübelleiste 23 - *Frame* 20; $1,00 \cdot ULS$

Bei den Dübelleisten, die am Deckblech angeschweißt sind, weist die Dübelleiste 2 mit $13,958 kN$ die größte Beanspruchung auf (siehe Abbildung 5.40). Auch hier ist es diejenige, die im Auflagerbereich situiert ist.

Interessant ist, dass die Schubspannungen für alle Dübelleisten, außer Dübelleiste 1, 2 (und 0) über die Dicke der Dübelleiste vom negativen in den positiven Bereich verlaufen. Die Dübelleisten 1 und 2 sind, wie zuvor bereits beschrieben, auch diejenigen, die die größten Schubkräfte aufweisen. Diese gegenläufigen Schubspannungen bei den restlichen Dübelleisten entstehen einerseits durch eine Momentenbeanspruchung der Dübelleiste durch den Betonkern und andererseits durch die Längsdehnung des Blechs.

Zusätzlich zu der Schubkraft tritt in dem Schnitt auch ein Biegemoment und eine Normalkraft auf. In der Abbildung 5.41 ist die Dübelleiste 13 mit allen Schnittgrößen in der Schweißnaht dargestellt.

Das Moment im Anschlussblech entsteht vermutlich, da die Dübelleiste gegen den Betonkern gedrückt wird. Auf dem Deck- bzw. Bodenblech werden Schubspannungen aufgebracht. Aufgrund dieser findet eine Verformung in Brückenlängsrichtung statt. Die Dübelleisten werden somit zur Mitverformung gezwungen und drücken gegen die Betonkerne. Zusammen mit dem Hebelsarm

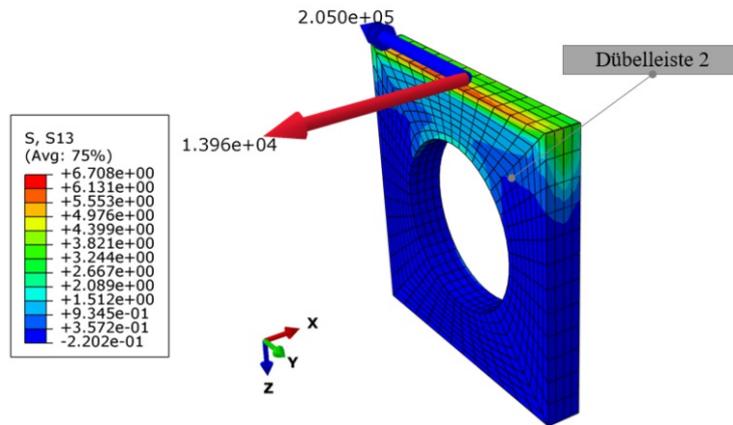


Abb. 5.40: Schubspannungskomponente S_{13} in $[N/mm^2]$ und Schnittgrößen $[N]$ und $[Nmm]$ in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Dübelleiste 2 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

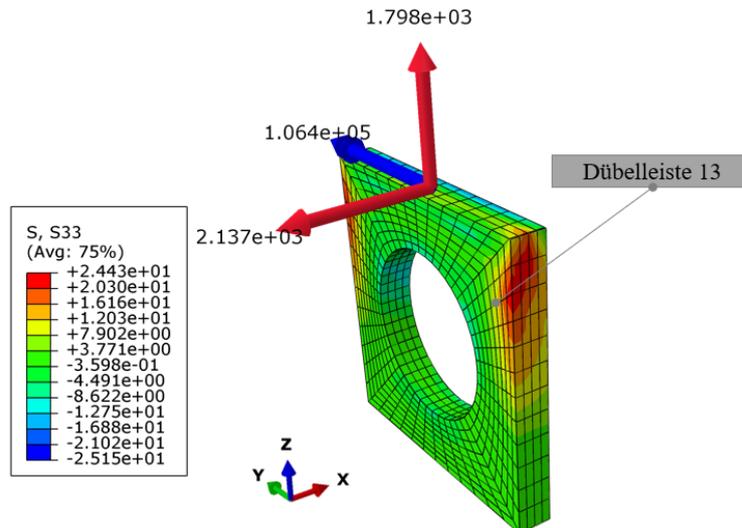


Abb. 5.41: Spannungskomponente S_{33} in $[N/mm^2]$ und Schnittgrößen in $[N]$ und $[Nmm]$ in der Schweißnaht zwischen Bodenblech und Dübelleiste 13 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

zum Anschlussbereich entsteht eine Momentenbeanspruchung. Zusätzlich dazu, werden durch die eingeprägte Verformung in z -Richtung die Dübelleisten gezogen. Wie bereits oben erwähnt, kann man diesen Effekt sehr gut in Abbildung 5.38d an der Spannungskomponente S_{33} erkennen. Diese beiden Beanspruchungen erzeugen zusammen die in Abbildung 5.41 dargestellten Normalspannungen im Schnitt.

5.4.4 Schädigung des Betons

Zwischen *Frame* 6 und 7 kommt es bei den ersten Element bei der Dübelleiste 24 zum kompletten Versagen des Betons. Bei weiterer Einwirkungssteigerung ist zu erkennen, dass jeder zweite Betondübel eine starke Schädigung aufweist. Ab ca. *Frame* 16 ist zu sehen, dass dieser Effekt zumindest bei den Betondübeln in der Nähe der Feldmitte nicht mehr vorhanden ist und alle Betondübel versagen. Bis zum Erreichen des ULS Einwirkungs-niveaus breitet sich die Schädigung des Betons in Richtung des Querträger-Auflagers kontinuierlich aus. Die Betondübel im Bereich des Querträgers bleiben jedoch auch bei *Frame* 20 noch intakt.

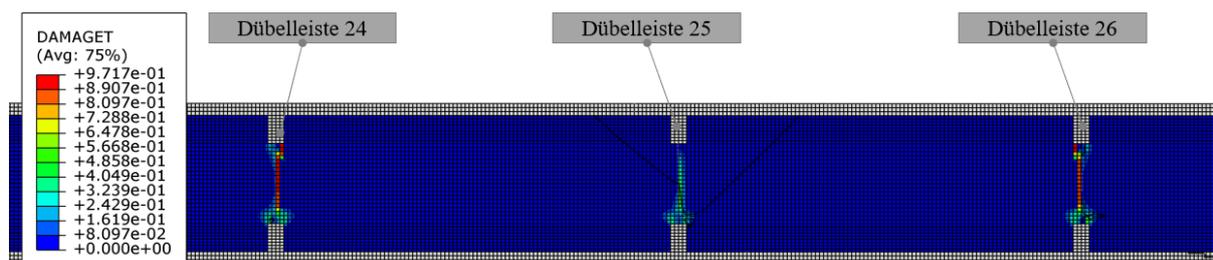


Abb. 5.42: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame* 6; $0,30 \cdot ULS$

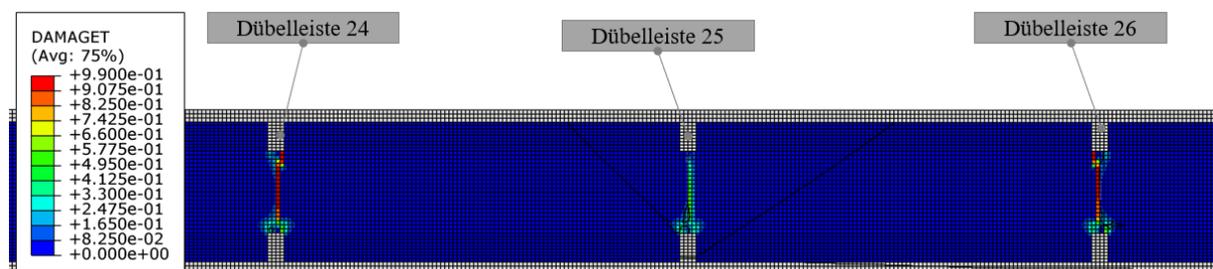


Abb. 5.43: Betonschädigung zufolge Druck bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame* 7; $0,35 \cdot ULS$

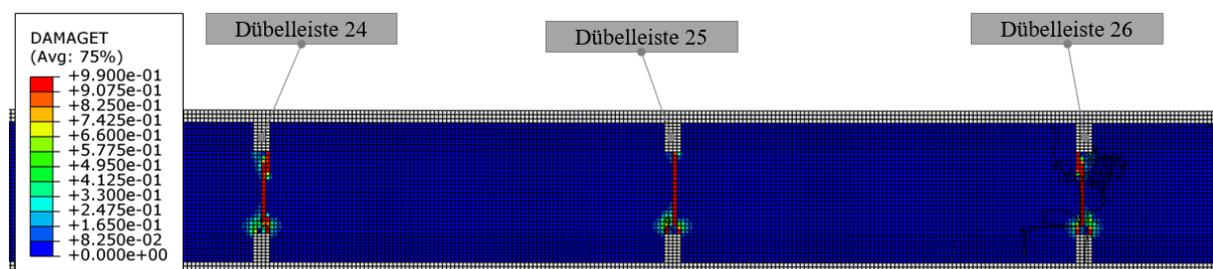


Abb. 5.44: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 24 bis 26 - *Frame* 20; $1,00 \cdot ULS$

Zusätzlich ist zu erkennen, dass wie bereits bei den Spannungen besprochen, hohe Druckspannungen um den Einzelstab auftreten und ein Druckversagen kontinuierlich erzeugt wird. Diese nehmen zur Betonkernmitte hin stark ab. Es ist jedoch anzumerken, dass es nicht zum kompletten Druckversagen im Beton kommt. Der Maximalwert des Schädigungsparameters beträgt in etwa 0,7 (siehe Abbildung 5.45). Ab etwa *Frame* 4 sind bei den Betondübeln nahe der Feldmitte leichte Druckschädigungen zu erkennen, welche sich bei zunehmender Einwirkung entsprechend ausbreiten.

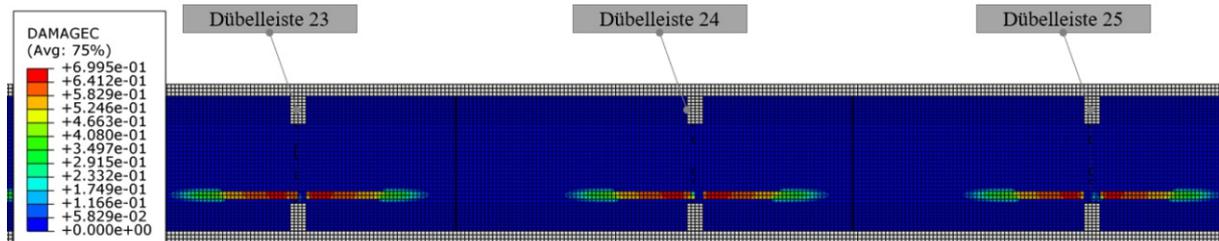


Abb. 5.45: Betonschädigung zufolge Druck bei Dübelreihe 23 bis 25 - *Frame* 20; $1,00 \cdot ULS$

5.5 Variante 2a

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 2a der SCSC-Platte ist jene mit dem alternierenden Dübelleistenabstand von 100-900 mm und unbewehrtem Betonkern (siehe Abbildung 5.46).

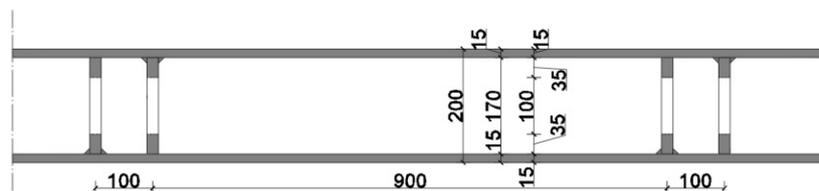


Abb. 5.46: Längsschnitt der Variante 2a der SCSC-Platte

Anhand dieser Ausführungsvariante wird auch untersucht, ob die Reihenfolge, in der die Dübel angeschweißt werden, einen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Bei der Variante 1 wird die Dübelreihe 1 am Bodenblech, bei Variante 2 am Deckblech angeschweißt. Zuerst wird die Betonschädigung der beiden Varianten verglichen. Dabei ist zu erkennen, dass bei der Variante, bei der die Dübelreihe 1 am Bodenblech angeschweißt ist, bei *Frame 2* eine etwas geringere maximale Betonschädigung $DamageT$ auftritt (Vergleich Abbildung 5.47 und 5.48).

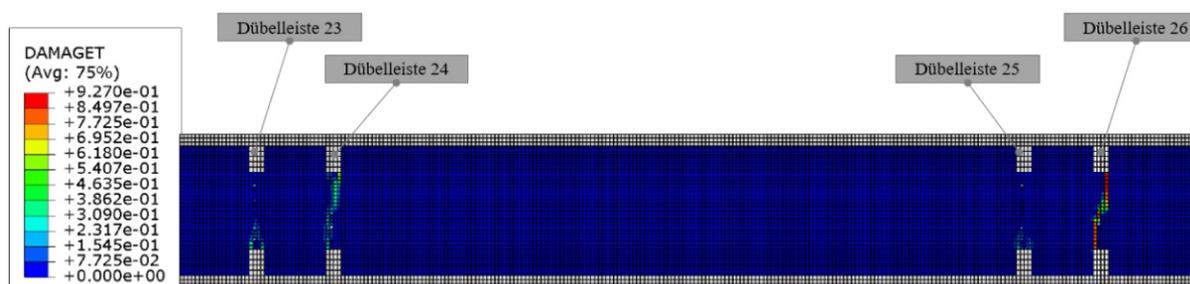


Abb. 5.47: Variante 1: Betonschädigung zuzufolge Zug bei Dübelreihe 23 bis 26 - *Frame 2*; $0,10 \cdot ULS$

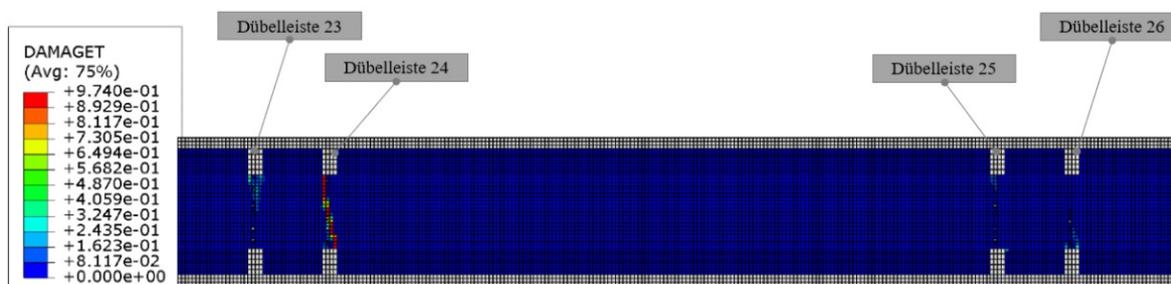


Abb. 5.48: Variante 2: Betonschädigung zuzufolge Zug bei Dübelreihe 23 bis 26 - *Frame 2*; $0,10 \cdot ULS$

Ab *Frame 3* ist bei beiden Varianten zumindest bei einem Element Versagen eingetreten. Ein weiterer Unterschied ist, dass nicht die gleichen Betondübel versagen. Das grundsätzliche Versagensraster ist jedoch bei beiden Varianten sehr ähnlich. Zusätzlich ist noch zu erkennen, dass bei der Variante 2 einmal zwei Dübelpaare nebeneinander versagen (siehe Abbildung 5.49). Bei Variante 1 ist dies nicht der Fall. Es wird davon ausgegangen, dass dies einen negativen Einfluss auf die Quertragwirkung hat. Es ist jedoch auch anzumerken, dass die untersuchten Modelle vermutlich nicht ausreichend sind, um die bessere Variante vollständig zu ermitteln. Um die Reihenfolge des Anschweißens genau quantifizieren zu können, sind weitere Modelle und Berechnungen notwendig. Vor allem weil bei den gewählten Modellen die Schubtragfähigkeit nicht ausreichend untersucht werden kann.

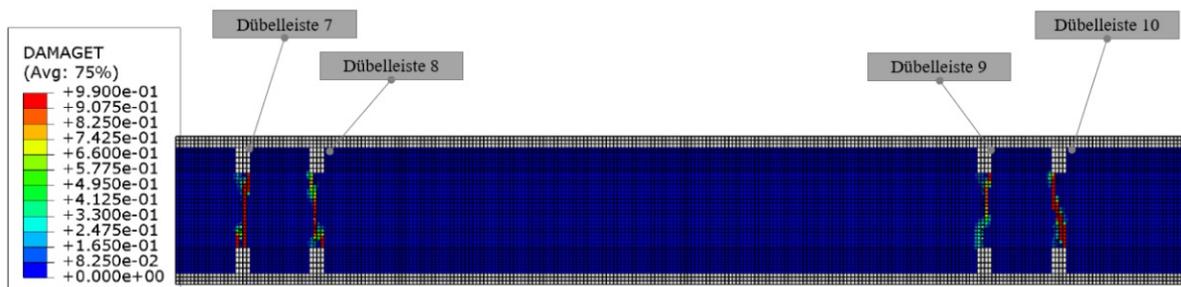


Abb. 5.49: Variante 2: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 7 bis 10 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

Da bei der Vergleichsberechnung kein wesentlicher Unterschied zu erkennen ist, werden die weiterführenden Berechnungen und Auswertungen anhand der Variante *Dübelleiste 1 am Bodenblech angeschweißt* durchgeführt.

5.5.1 Spannungen im Beton

Da Versagen des Betonkerns aufgrund von großer Zugbeanspruchung in der SCSC-Platte stattfindet, ist es von großer Bedeutung, wie groß die Zugspannungen sind. In Abbildung 5.50 und 5.51 ist zu erkennen, dass bis zum Versagen im Betondübel die Zugspannungen stark ansteigen. Nachdem das Versagen eingetreten ist, nehmen die Zugspannungen in diesen Bereichen ab, und der Betonkern bekommt überwiegend eine Biegebeanspruchung, die sich durch Zugspannungen an der Unterkante erkenntlich macht. Dies ist sehr gut bei *Frame 20* erkennbar (siehe Abbildung 5.52). Dieser Effekt ist bei den Ergebnissen der Variante 1a nicht zu erkennen.

5.5.2 Schädigung des Betons

Wie bereits in Kapitel 5.2.1 beschrieben, ist es absehbar, dass das Versagen auch bei Variante 2a im Bereich der Betondübel stattfinden wird. Die größten Normalkräfte treten auch bei diesem Modell in der Feldmitte auf. Deswegen ist damit zu rechnen, dass in diesem Bereich das erste Versagen auftritt. In den nachfolgenden Abbildungen werden aus diesem Grund die drei Dübelpaare im Bereich der Feldmitte genauer untersucht. Dabei ist zu erkennen, dass wie bei Variante 1a bei *Frame 2* der Betondübel bei der Dübelleiste 26 bereits fast komplett gerissen ist (siehe Abbildung 5.54).

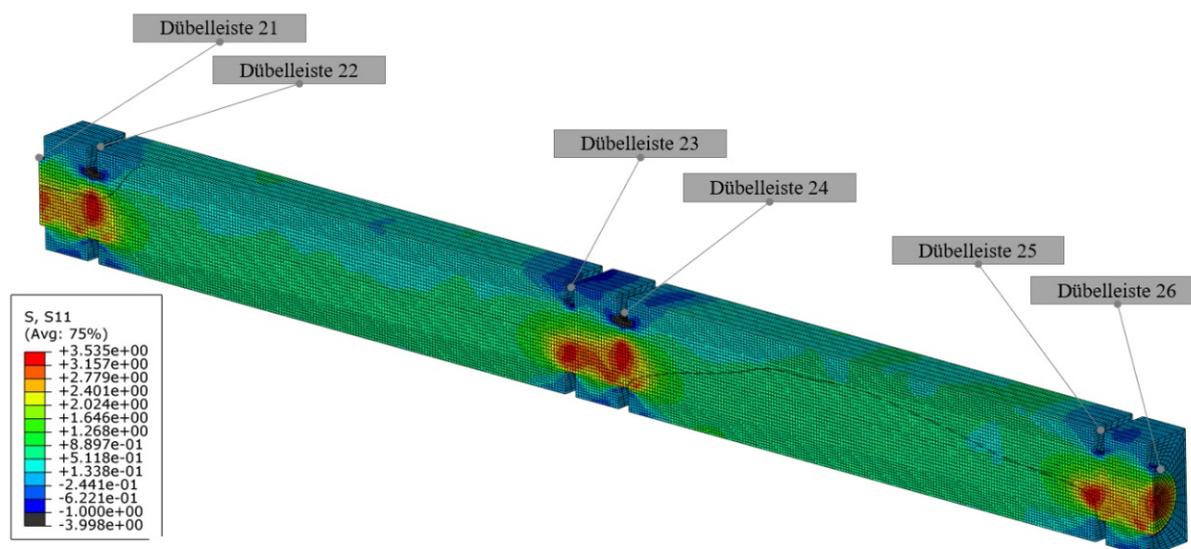


Abb. 5.50: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelbeileiste 21 bis 26 - *Frame 1*; $0,05 \cdot ULS$

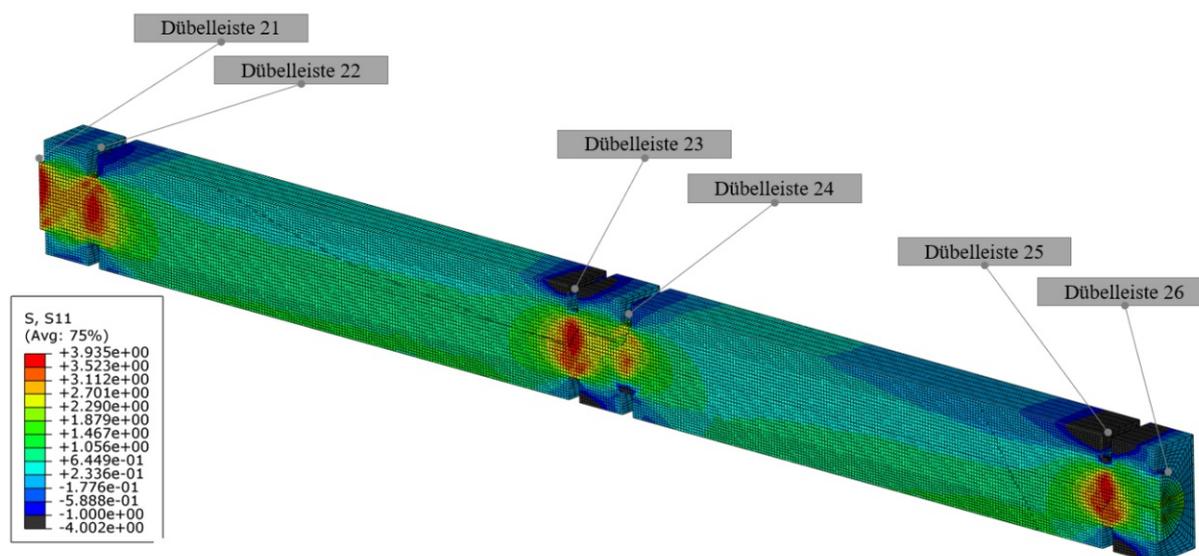


Abb. 5.51: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelbeileiste 21 bis 26 - *Frame 2*; $0,10 \cdot ULS$

Zwischen *Frame 3* und *Frame 4* ist dann zu erkennen, dass der Betondübel bereits komplett gerissen ist. Außerdem ist ersichtlich, dass der Betondübel bei der Dübelbeileiste 21 auch kurz vor dem kompletten Versagen ist (siehe Abbildung 5.55).

Bei weiterer Einwirkungssteigerung kommt es zum Versagen der Betondübel beider benachbarter Dübelbeileisten. Das Dübelbeileistenpaar mit den Dübelbeileisten 23 und 24 hingegen weist nur eine geringe Betonschädigung auf. Da die benachbarten Betondübel bereits versagt haben, entzieht sich der Beton dazwischen von der Normkraftabtragung und ein Versagen ist nicht mehr möglich. Dieses Versagensraster ist bis hin zur Dübelbeileiste 17 zu erkennen. Ab diesem Punkt tritt das Versagen kontinuierlich bei einer Dübelbeileiste pro Dübelpaar auf.

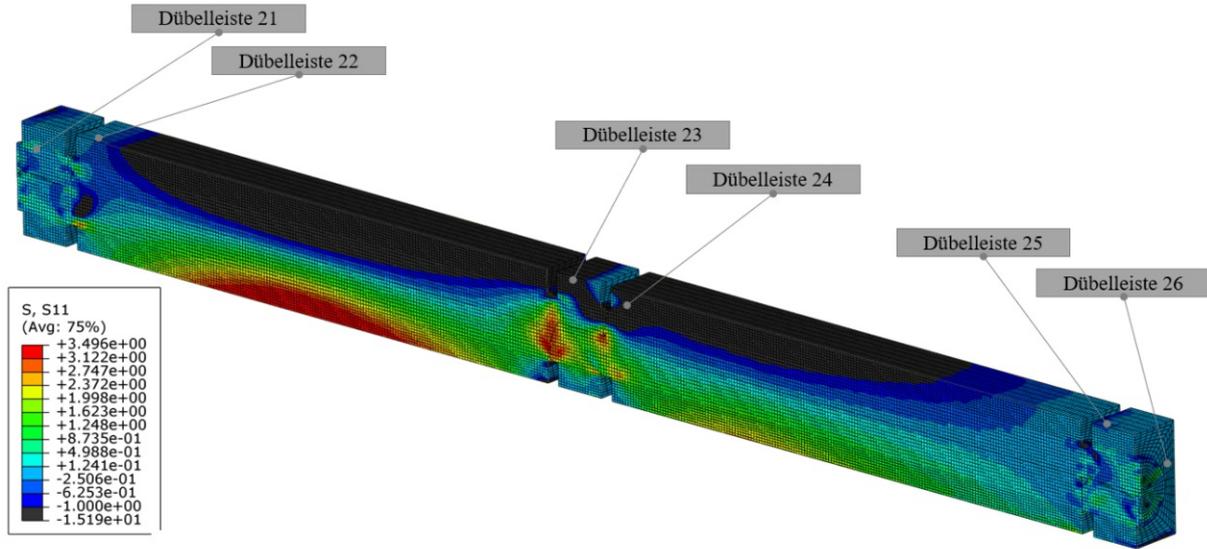


Abb. 5.52: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübel 21 bis 26 - Frame 20; $1,00 \cdot ULS$

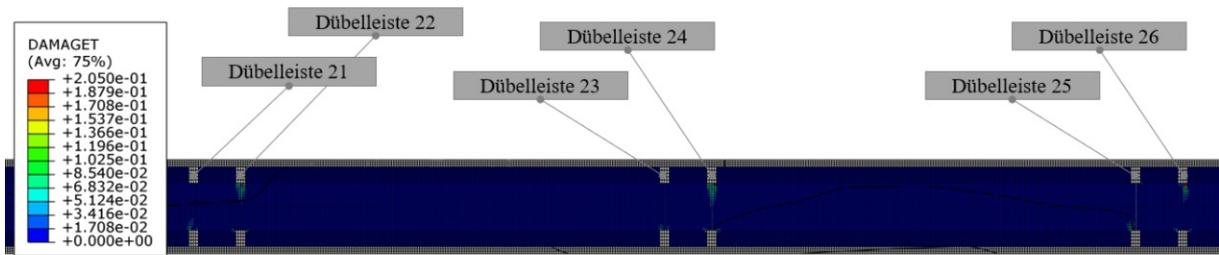


Abb. 5.53: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübel 21 bis 26 - Frame 1; $0,05 \cdot ULS$

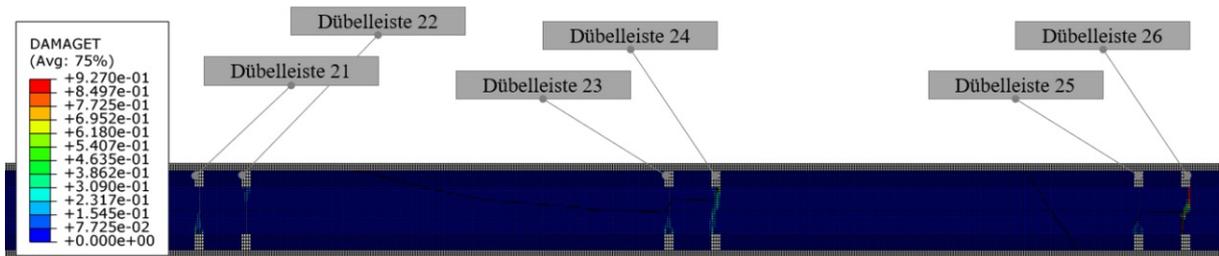


Abb. 5.54: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübel 21 bis 26 - Frame 2; $0,10 \cdot ULS$

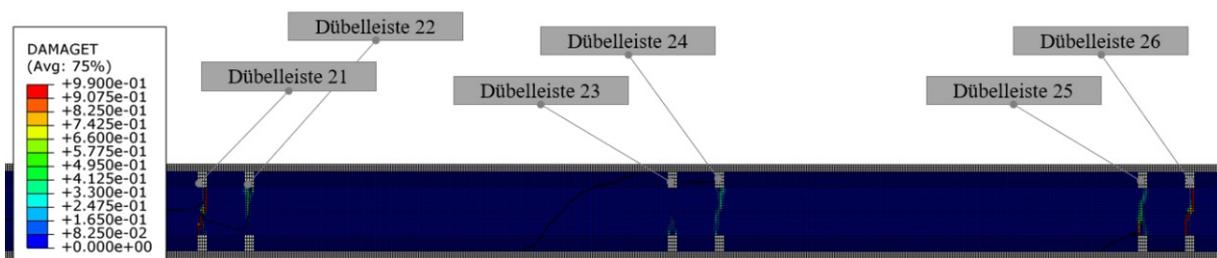


Abb. 5.55: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelbleiste 21 bis 26 - *Frame 4; 0,20 · ULS*

5.6 Variante 2b

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 2b der SCSC-Platte ist jene mit dem alternierenden Dübelleistenabstand von 100-900 mm und dem Bewehrungskorb (siehe Abbildung 5.56).

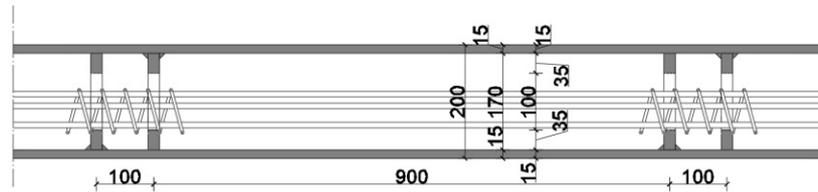


Abb. 5.56: Längsschnitt der Variante 2b der SCSC-Platte

5.6.1 Spannungen im Beton

Ähnlich wie bei den anderen Varianten bilden sich die maximalen Zugspannungen im Beton zuerst im Dübelbereich aus. In Abbildung 5.57 sind die Spannungskonzentrationen im Betondübel deutlich erkennbar. Wie auch schon bei Variante 1b und 1c, kommt es ab *Frame 4* zu keinem plötzlichen Abfall der Zugspannungen im Beton. Die Bewehrung bewirkt, dass sich die Betonzugspannungen schrittweise in den Betonkern verlagern. Im Betondübel hingegen bauen sich die Betonspannungen ab. Der Beton beginnt in diesem Bereich zu reißen und die Bewehrung übernimmt den Großteil der Zugspannungen. In Abbildung 5.58 ist zu sehen, dass bei *Frame 10* der lange Betonkern fast kontinuierlich, bis auf das obere Viertel, bis zu seiner Zugfestigkeit beansprucht ist. Ab *Frame 13* bis 20 werden die Zugspannungen im Beton wieder unregelmäßiger (siehe Abbildung 5.59). Grund dafür sind Biegerisse an der Unterkante des Betonkernes.

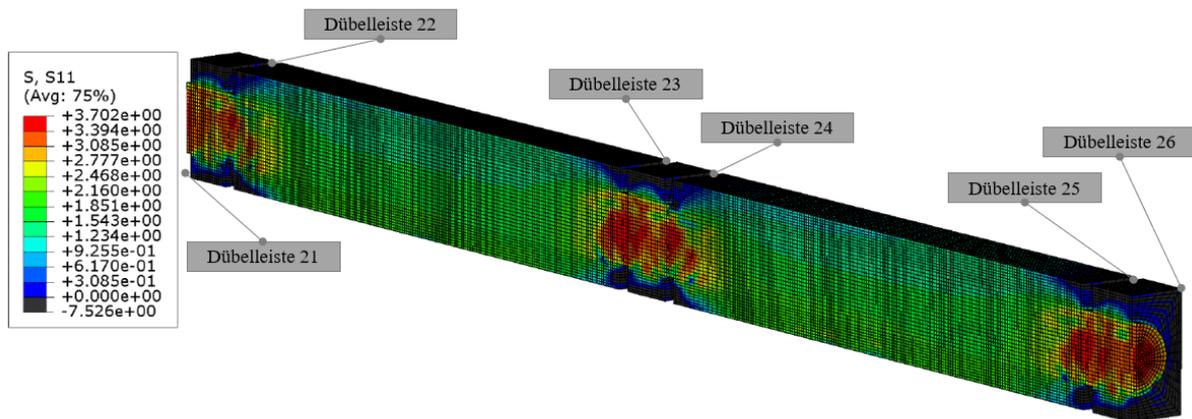


Abb. 5.57: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 3*; 0,15 · ULS

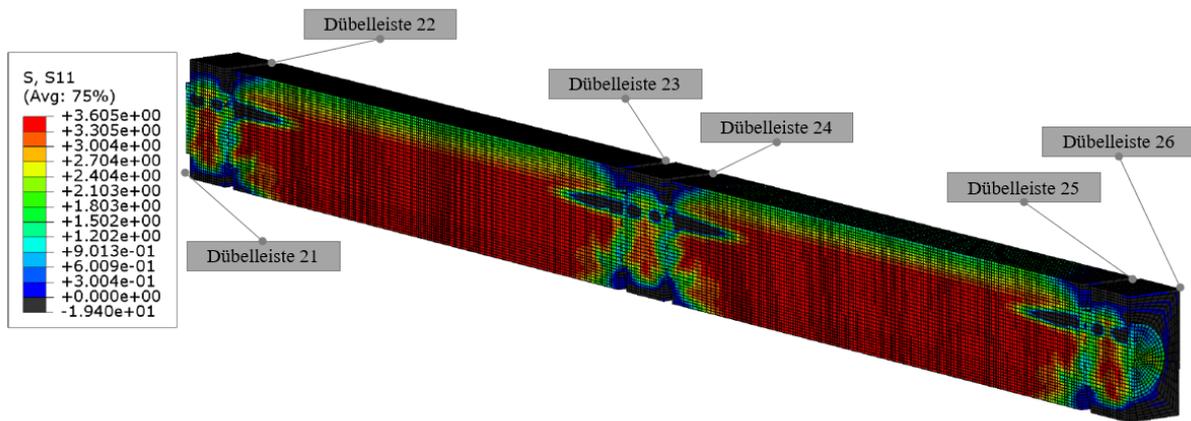


Abb. 5.58: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 21 bis 26 - Frame 10; 0,50·ULS

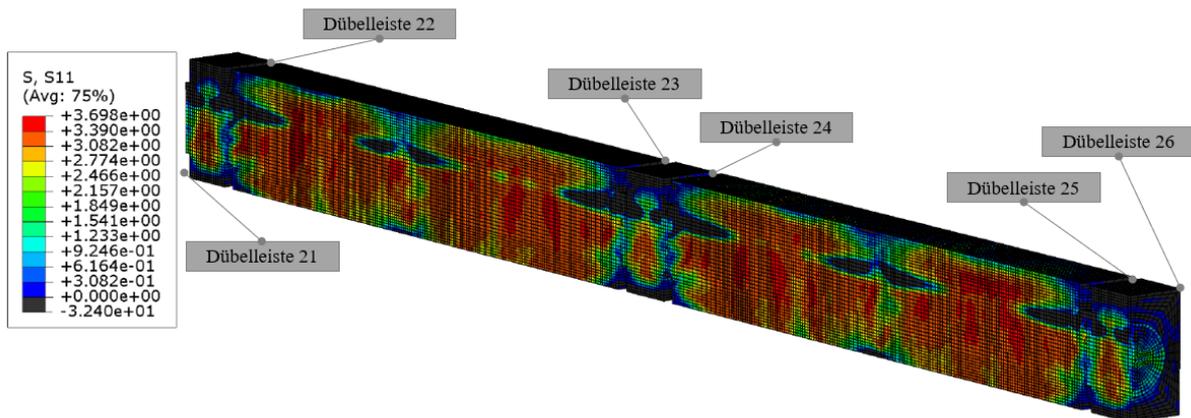


Abb. 5.59: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 21 bis 26 - Frame 20; 1,00·ULS

5.6.2 Spannungen im Bewehrungskorb

Die Längsspannungen in der Bewehrung verhalten sich nicht in direkter Abhängigkeit zu der auf das Boden- und Deckblech aufgetragenen Zugkraft. Die Spannungen in der Längsbewehrung steigen zu den Betondübeln hin stark an. Dieser Effekt ist im Bereich der Feldmitte stärker zu sehen als im Auflagerbereich. Der Betonquerschnitt ist im Dübelbereich verringert und dadurch reißt der Beton in diesem Bereich früher. Dadurch muss die Bewehrung mehr Kräfte übernehmen. In der Betonkammer hat der Betonquerschnitt eine größere Fläche und somit kann der Beton einen größeren Anteil der Zugkraft übernehmen. Ab *Frame* 18 entstehen auch in der Mitte der langen Betonkammer erste größere Risse, wodurch die Zugspannung in der Bewehrung auch hier stark ansteigt. In Abbildung 5.60 ist die Längsbewehrung für den Bereich bei Dübelreihe 23 bis 26 bei *Frame* 20 dargestellt.

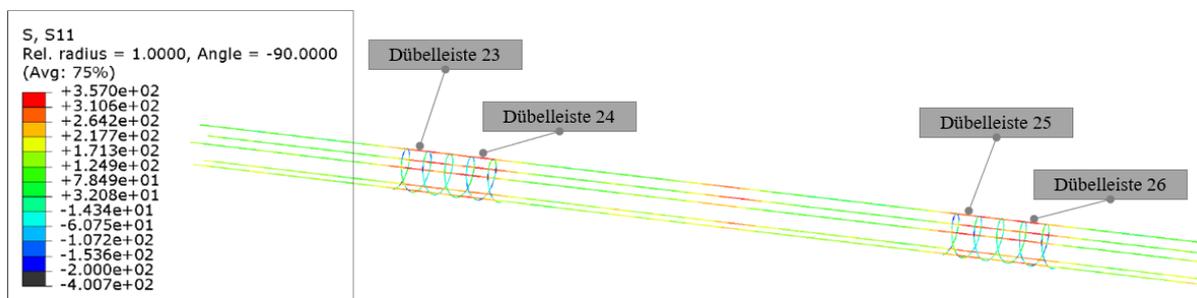


Abb. 5.60: Spannungen S11 [N/mm^2] in dem Bewehrungskorb bei Dübelreihe 23 bis 26 - Frame 20; $1,00 \cdot ULS$

5.6.3 Schädigung des Betons

Bis *Frame* 3 sind kaum Schädigungen zufolge Zug im Beton zu erkennen. Diese beginnen erst ab *Frame* 4 stetig zu wachsen. In Abbildung 5.61 ist dieser Zeitpunkt für den Bereich von Dübelreihe 21 bis 26 dargestellt. Die ersten Rissbildungen entstehen wieder im Bereich der Kontaktfläche zwischen Beton und Dübelloch. Der Schädigungsparameter ist jedoch noch sehr gering. Der positive Einfluss der Längsbewehrung ist deutlich erkennbar, da bei *Frame* 4 noch keine plötzlichen Risse im Beton auftreten. Bis *Frame* 10 steigt die Betonschädigung kontinuierlich an, entspricht jedoch nur einem Bruchteil der unbewehrten Variante (siehe Abbildung 5.62). Das Rissbild im Dübelbereich schreitet weiter voran, bis bei *Frame* 13 erste Biegerisse an der Unterkante des langen Betonkernes auftreten. Bei den Rissen bauen sich die Zugspannungen im Beton ab. Zwischen den Rissen kann der Beton auf Grund der Bewehrung weiterhin Zugspannungen aufnehmen. (Vergleich: Abbildung 5.58 und 5.59)

Bei *Frame* 18 kommt es zu einem weiteren Riss an der Oberkante des langen Betonkernes. Dieser ist in Abbildung 5.63 zu sehen. Der Riss entsteht in einem unbewerten Bereich des Betons. Dies führt dazu, dass das Versagen plötzlich auftritt. Die Rissbildung ist in der selben Größenordnung wie die Risse im Dübelbereich und erstreckt sich von der Oberkante des Betonkernes bis zu der obersten Längsbewehrung. Die Betonschädigung springt innerhalb von einem *Frame* von 0 auf einen hohen Wert. Dies hat auch zur Folge, dass die Längsspannungen in der Bewehrung in diesem Bereich stark ansteigen. (siehe Abbildung 5.60)

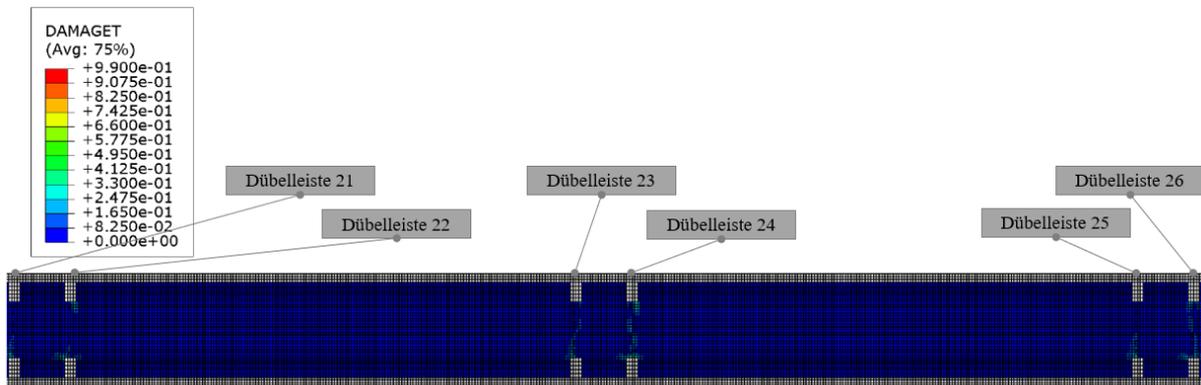


Abb. 5.61: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 4; 0,20 · ULS*

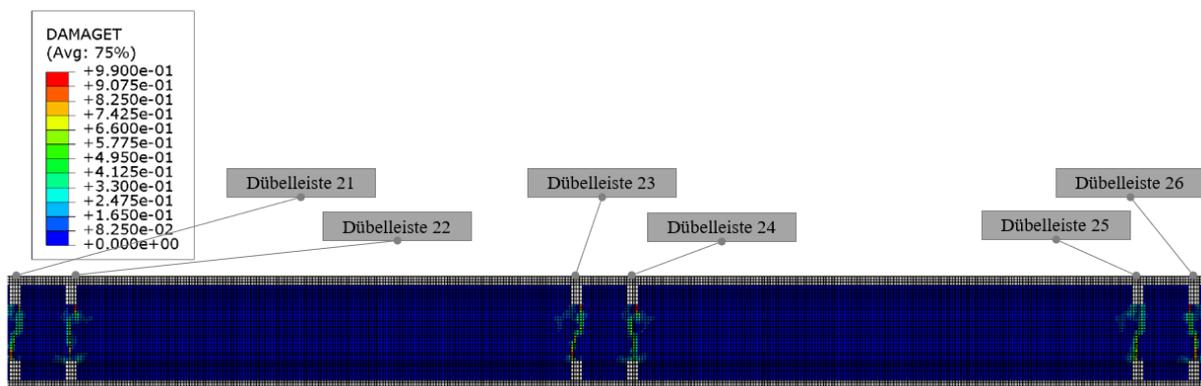


Abb. 5.62: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 10; 0,50 · ULS*

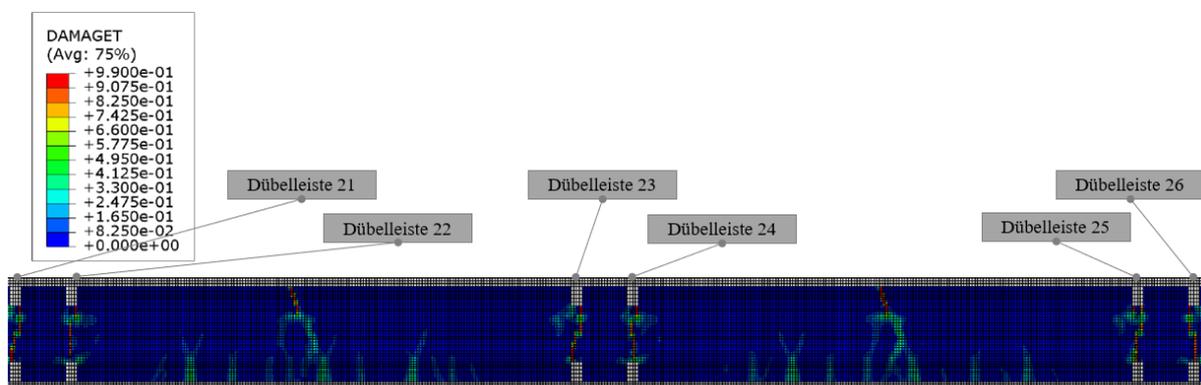


Abb. 5.63: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

5.7 Variante 2c

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 2c der SCSC-Platte ist jene mit dem alternierenden Dübelleistenabstand von 100-900 mm und dem Einzelstab (siehe Abbildung 5.64).

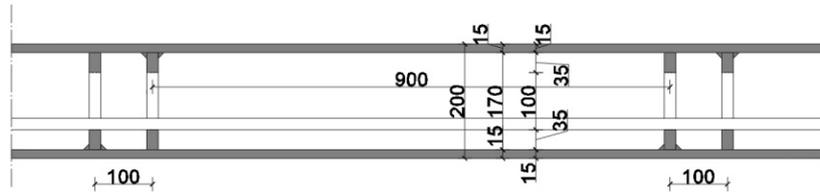


Abb. 5.64: Längsschnitt der Variante 2c der SCSC-Platte

5.7.1 Spannungen im Beton

Durch den Vergleich von Abbildung 5.65 und 5.66 ist zu erkennen, dass sich die Zugspannungen im Betondübel bereits ab *Frame 2* abbauen. Auch wie bei den anderen Varianten ist der Grund hierfür das Reißen des Betons. Dadurch wird die Längsbewehrung stärker beansprucht. Bei Erhöhung der Einwirkung steigen die Betonzugspannungen in der Mitte des langen Betonkernes an (siehe Abbildung 5.67 und 5.68). Der Beton wirkt in diesem Bereich unterstützend für die Längsbewehrung.

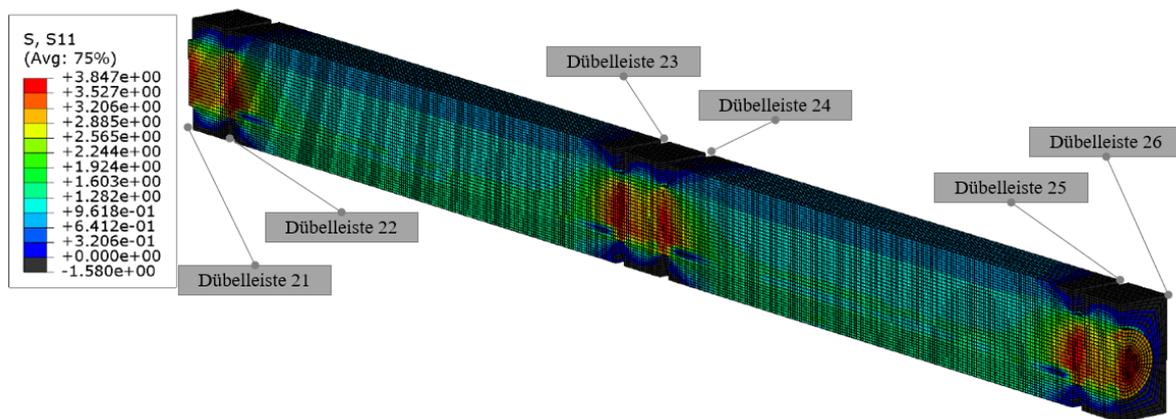


Abb. 5.65: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 2*; $0,10 \cdot ULS$

Weiters treten im Beton im Bereich der Längsbewehrung Druckspannungen auf. Diese sind im Anfangsbereich der langen Betonkammern am größten (siehe Abbildung 5.69). Dies ist auf den selben Effekt zurückzuführen, der auch bei Variante 1c auftritt und in Kapitel 5.4 beschrieben wird. Der Beton versagt in diesem Bereich bei Einwirkungssteigerung auf Druck. Aus diesem Grund liegen die maximalen Druckspannungen bei *Frame 20* unterhalb der Druckfestigkeit des Betons (siehe Abbildung 5.69).

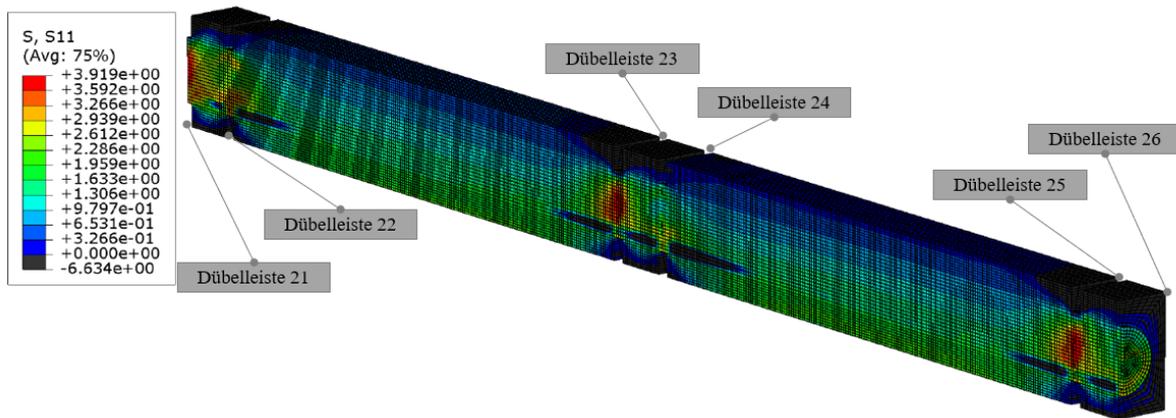


Abb. 5.66: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelbleiste 21 bis 26 - *Frame 3; 0,15 \cdot ULS*

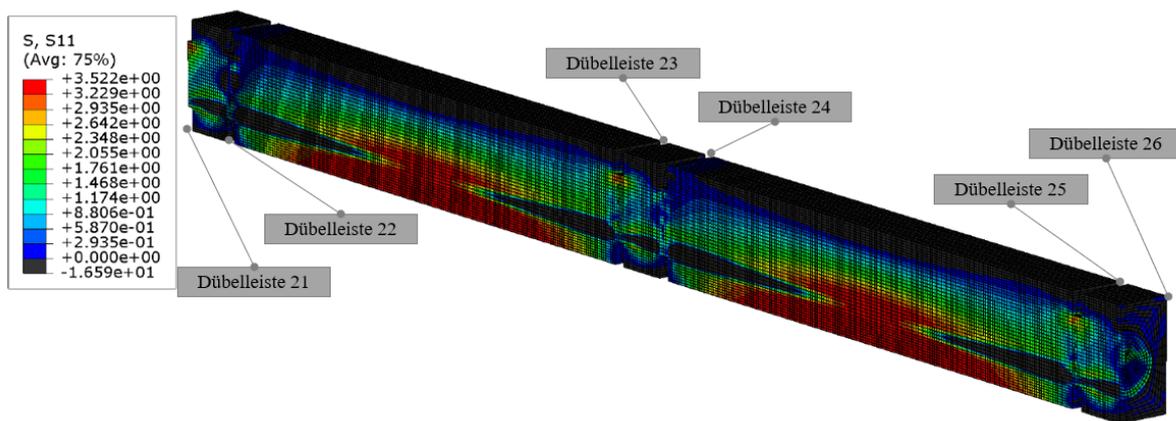


Abb. 5.67: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelbleiste 21 bis 26 - *Frame 10; 0,50 \cdot ULS*

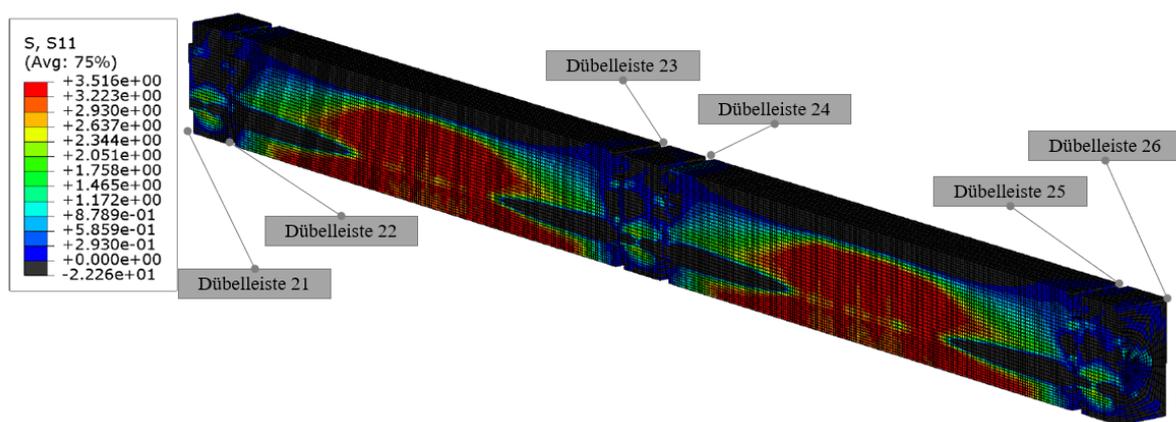


Abb. 5.68: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelbleiste 21 bis 26 - *Frame 20; 1,00 \cdot ULS*

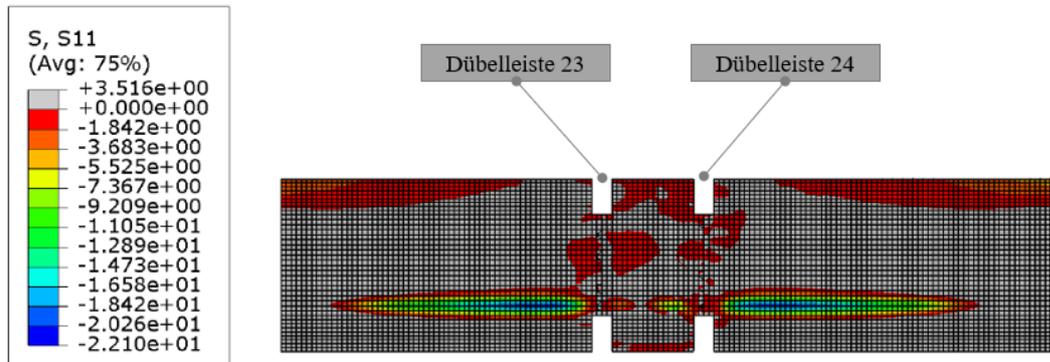


Abb. 5.69: Druckspannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 24 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

5.7.2 Spannungen im Einzelstab

Die Spannungen in der Längsbewehrung sind, wie bereits erwähnt, im Bereich der Dübelleisten am höchsten. In diesem Bereich ist die Querschnittsfläche des Betons geringer und der Beton beginnt hier zu reißen. Dadurch übernimmt die Längsbewehrung den Großteil der Zugkräfte im Betondübel. In der Mitte der Betonkammer ist die Fläche des mitwirkenden Betons größer und kann die Bewehrung stärker entlasten. In Abbildung 5.70 sind die Spannungen S_{11} in der Längsbewehrung gemeinsam mit den Stahlbauteilen im Bereich zwischen der Dübelleiste 23 bis 26 dargestellt.

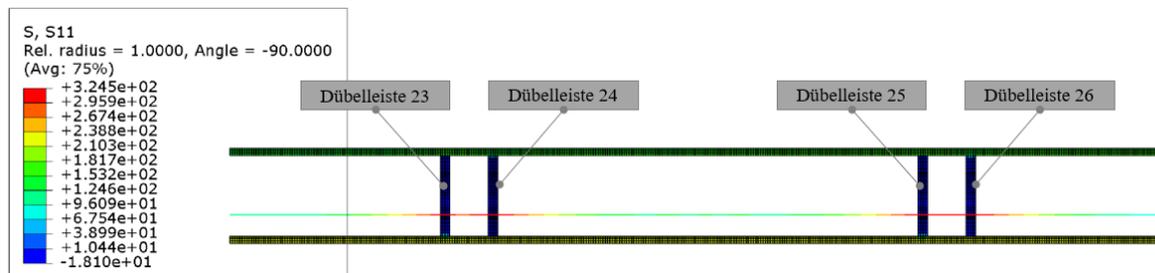


Abb. 5.70: Spannungen S_{11} [N/mm^2] in der Längsbewehrung bei Dübelleiste 23 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

5.7.3 Schädigung des Betons

Bei *Frame 2* treten bereits die ersten Schädigungen zufolge Zug im Beton auf. Diese sind jedoch gering mit einem Maximalwert von in etwa 0,32. Die Zugschädigungen treten zuerst in den Betondübel der oben angeschweißten Dübelleisten auf. In Abbildung 5.71 ist das Schädigungsbild zufolge Zug für den Beton zwischen Dübelleiste 21 bis 26 bei *Frame 2* dargestellt.

Von *Frame 2* auf *Frame 3* nehmen die Schädigungen zufolge Zug im Beton stark zu (siehe Abbildung 5.72). Der Maximalwert für den Zugschädigungsparameter $DamageT$ liegt zu diesem Zeitpunkt bereits bei 0,8. Dies hat einen erheblichen Einfluss auf die aufnehmbaren Zugkräfte des Betons.

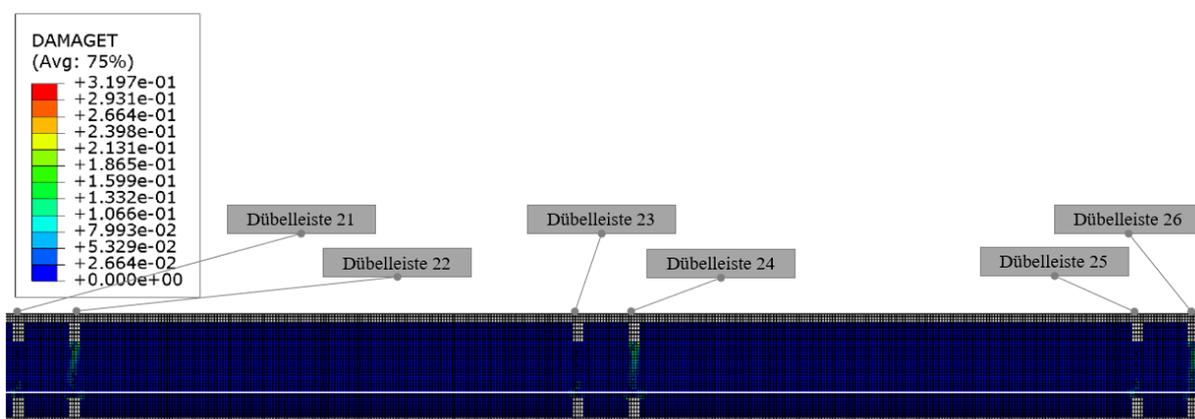


Abb. 5.71: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 2*; $0,10 \cdot ULS$

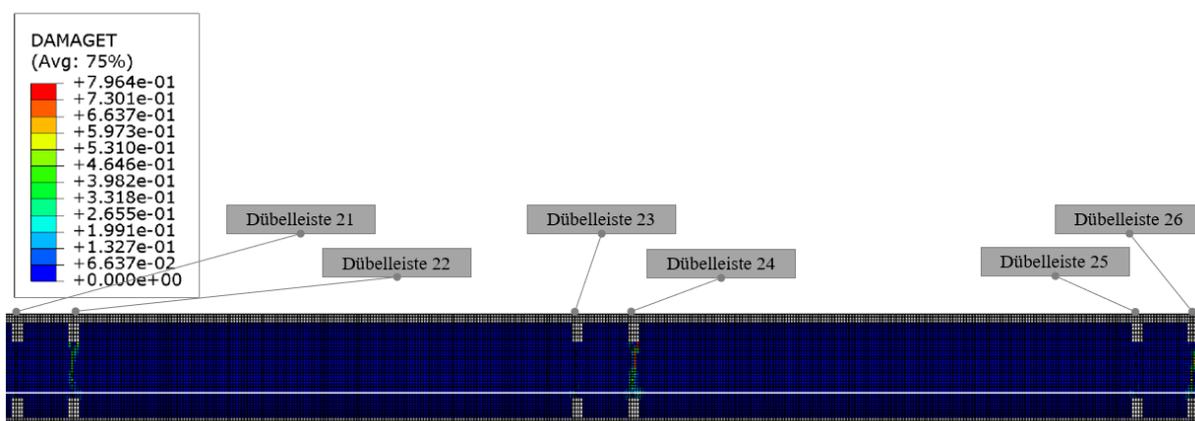


Abb. 5.72: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 3*; $0,15 \cdot ULS$

Ab *Frame 3* steigt die Betonschädigung weiter kontinuierlich an. In Abbildung 5.73 ist ebenfalls zu sehen, dass die Betondübel im Bereich der oben angeschweißten Dübelleisten zuerst versagen. Die Betondübel im Bereich der unten angeschweißten Dübelleisten versagen zeitlich versetzt dazu.

Bei *Frame 20* sind alle Betondübel bis auf 1, 2, 3, 5 und 7 vollständig gerissen. Dafür gibt es, ähnlich wie bei den unbewehrten Varianten keine Risse in den Betonkernen. In den Betondübeln reißt der Beton und die Zugkraft wird vollständig von der Bewehrung übernommen. Dazwischen wirkt der Beton gemeinsam mit der Bewehrung auf Zug mit. In Abbildung 5.74 ist die Betonschädigung für den Bereich zwischen Dübelleiste 21 bis 26 bei *Frame 20* dargestellt.

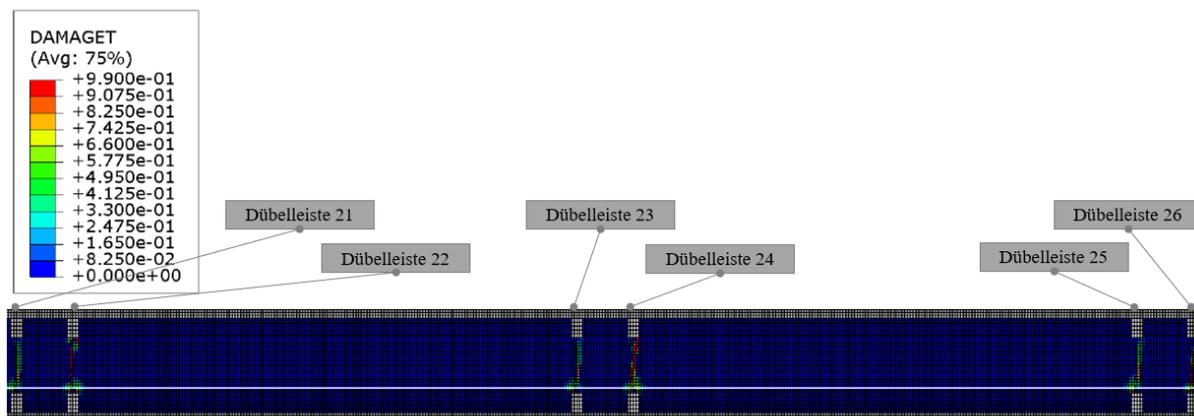


Abb. 5.73: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 10; 0,50 · ULS*

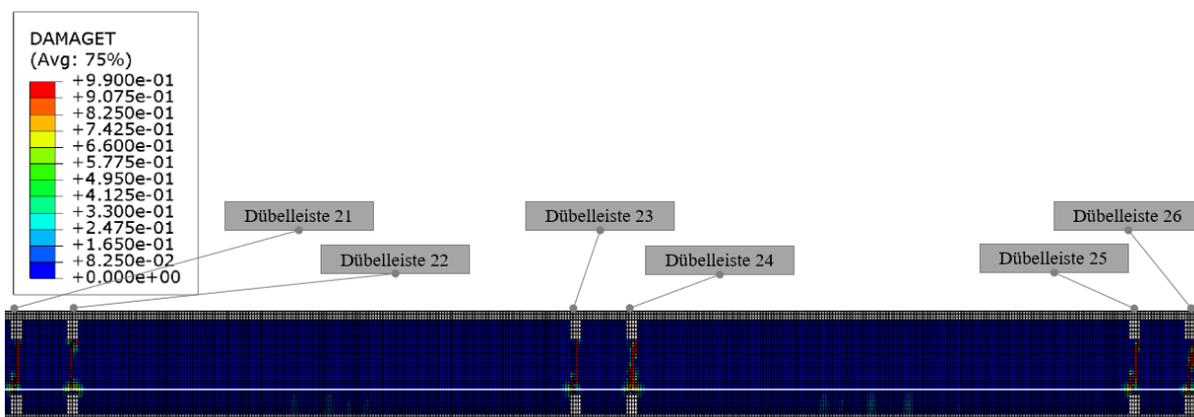


Abb. 5.74: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 21 bis 26 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

5.8 Variante 3

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 3 der SCSC-Platte ist jene mit dem alternierenden Dübelleistenabstand von 100-900 mm und den ineinander greifenden Kopfbolzendübeln (siehe Abbildung 5.75).

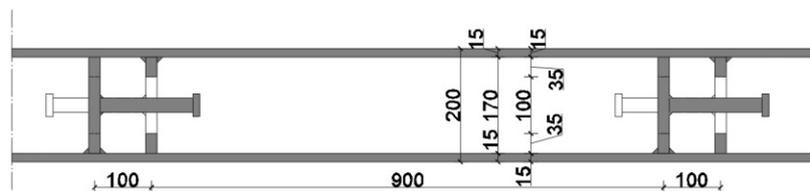


Abb. 5.75: Längsschnitt der Variante 3 der SCSC-Platte

5.8.1 Spannungen im Beton

Bei dieser Variante sind die Betondübel versetzt zueinander angeordnet. Dadurch breiten sich die Zugspannungen im Beton schräg bis zu dem nächsten Betondübel aus. Die Betonkerne in Abbildung 5.76 bis 5.78 werden in der Höhe $h/2$ geschnitten um den Kraftfluss besser darstellen zu können. Durch den schräg verlaufenden Kraftfluss ergibt sich, dass in den gegenüberliegenden Ecken der Betondübel keine Zugkräfte bzw. geringe Druckkräfte entstehen. Die höchsten Zugspannungen treten wieder in den Betondübeln auf. In der Mitte des Betonkernes sind die Zugkräfte sehr gering, da hier die vorhandene Betonfläche viel größer ist. Bei steigender Einwirkung ist zu erkennen, dass in den Betondübel wie bei den anderen Modellen Zugspannungskonzentrationen auftreten. Diese werden bei Versagen in diesen Bereichen wieder abgebaut. Ab *Frame 7* ist dies bei den Betondübel im Bereich der Feldmitte festzustellen (siehe Abbildung 5.77). Bei *Frame 20* in Abbildung 5.78 haben sich die Zugspannungen im Betondübelbereich auf Grund von Versagen bereits abgebaut.

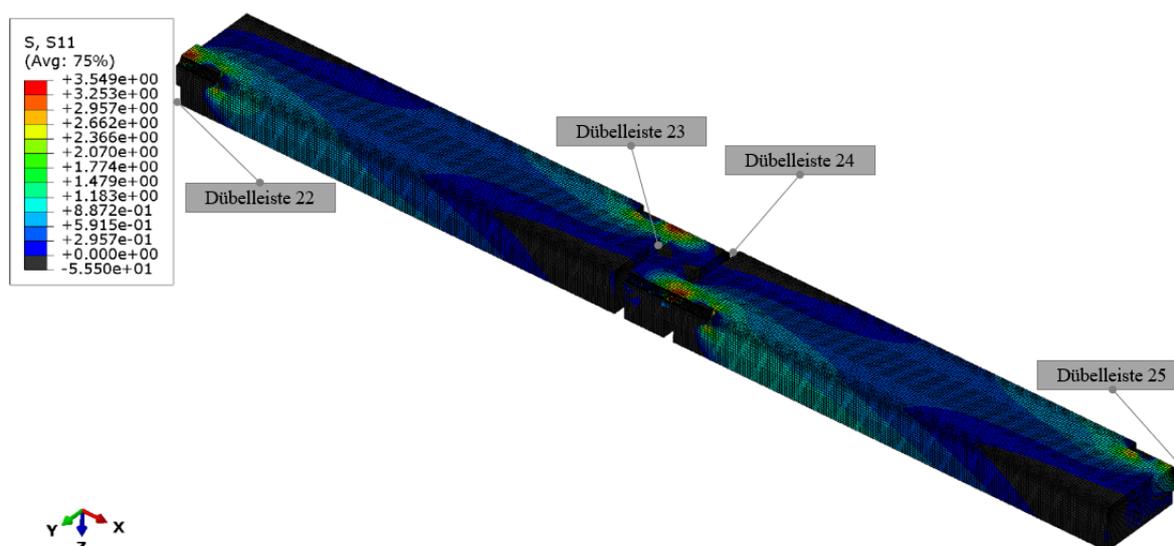


Abb. 5.76: Spannungen S11 im Beton bei Dübelleiste 22 bis 25 - *Frame 5*; 0,25 · ULS

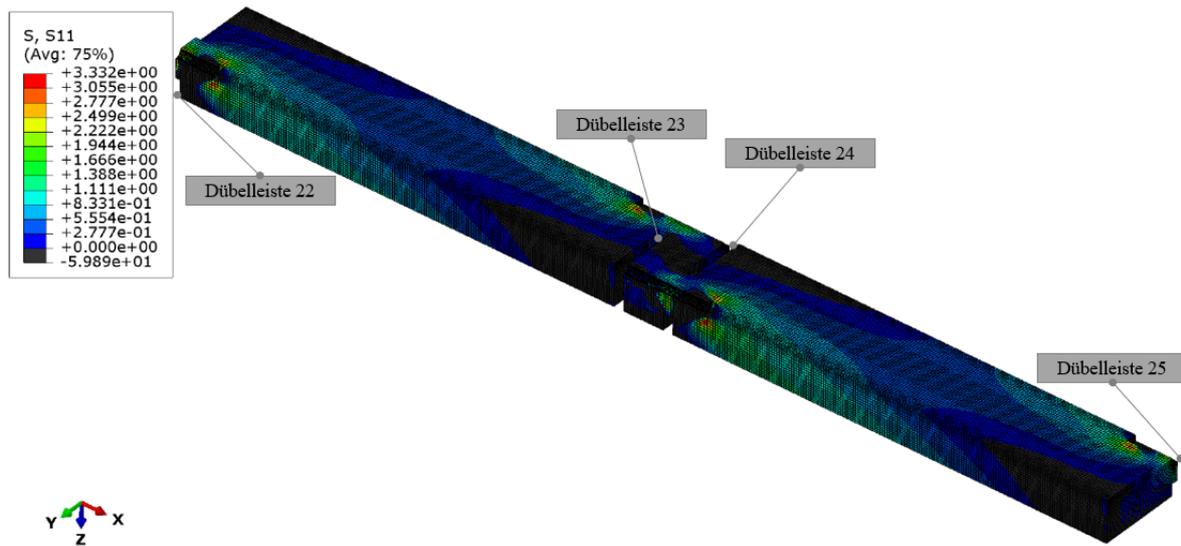


Abb. 5.77: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 22 bis 25 - *Frame 7*; $0,35 \cdot ULS$

Ab *Frame 7* beginnen ebenfalls die Zugspannungen im Bereich der Kopfbolzendübelköpfe anzusteigen. Das ULS Einwirkungslevel reicht nicht aus, um hier zu einem Versagen im Beton zu führen. Bei weiterer Einwirkungssteigerung würde dies zu einem kegelförmigen Rissbild im Beton führen.

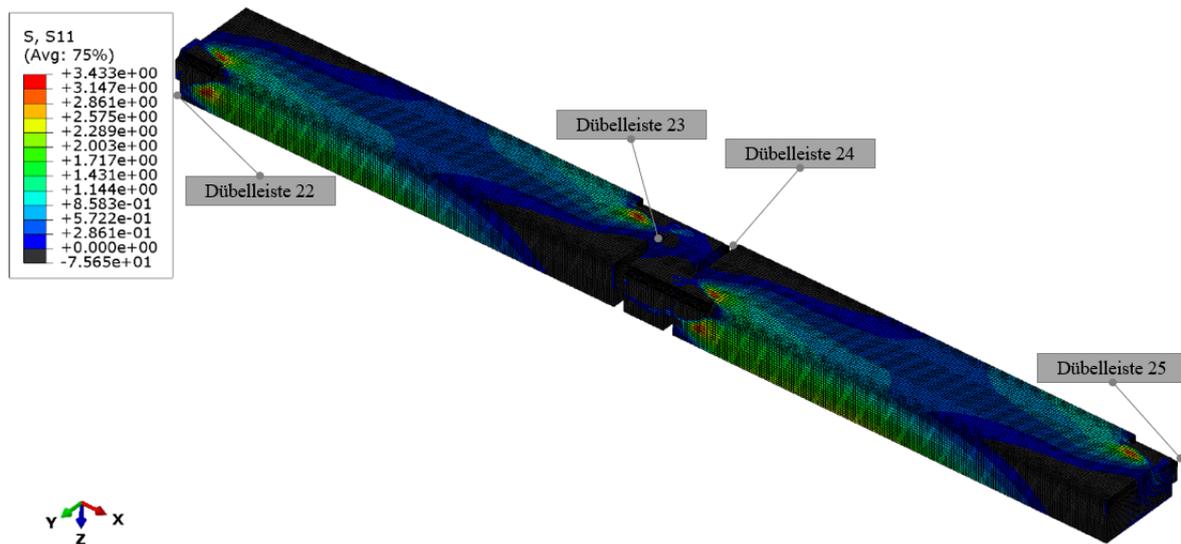


Abb. 5.78: Spannungen S11 [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 22 bis 25 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

Die größten Druckspannungen S_{11} sind unterhalb der Kopfbolzendübelköpfe zu finden (siehe Abbildung 5.79). Ausgehend von der Unterkante des Kopfes entsteht ein Druckkegel im Beton. Die Zugkräfte werden von dem Kopfbolzendübel übernommen.

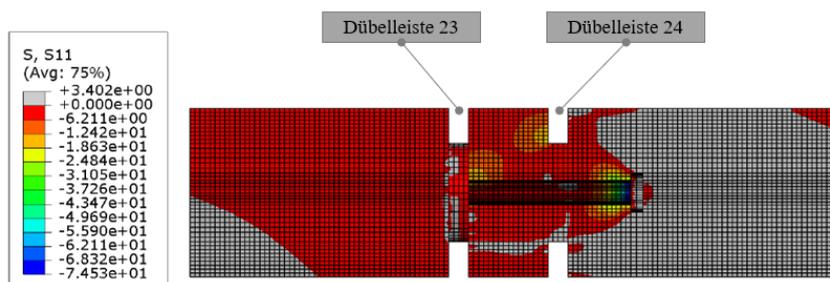


Abb. 5.79: Druckspannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 23 bis 24 - *Frame* 20; $1,00 \cdot ULS$

5.8.2 Spannungen in den Kopfbolzendübel

Im Kopfbolzendübel verlaufen die Spannungen in die selbe Richtung wie im Beton. Die Spannungsverläufe der beiden Kopfbolzendübel in Abbildung 5.80 sind sich sehr ähnlich. Es sind zwar jeweils nur zwei halbe Kopfbolzen modelliert, jedoch ergibt sich ein symmetrisches Spannungsbild, das sich spiegeln lässt (siehe Abbildung 3.2).

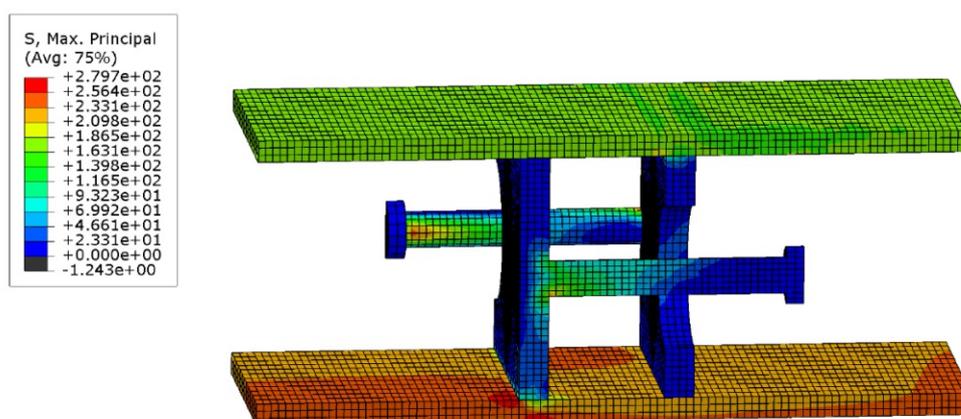


Abb. 5.80: Hauptspannung *max. principal* [N/mm^2] für die Kopfbolzendübeln 23 und 24 - *Frame* 20; $1,00 \cdot ULS$

In Abbildung 5.81 sind die Spannungstrajektorien für das Dübelleistenpaar 23 und 24 dargestellt. Diese sind für die Kopfbolzendübeln leicht nach innen geneigt. Für die Darstellung wird der Kopf des Kopfbolzendübels weggeschnitten. Die maximale Hauptspannung tritt in der Kontaktfläche zwischen Stift und Kopf des Kopfbolzendübels auf und erreicht einen Wert von $263,7 N/mm^2$.

5.8.3 Schädigung des Betons

Ab *Frame* 5 beginnen die Betonschädigungen zufolge Zug deutlich anzusteigen. Die Schädigung beginnt vorerst immer in einem von zwei benachbarten Dübelleisten. Bei *Frame* 7 sind bereits zwei von den vier betrachteten Betondübeln stark beschädigt (siehe Abbildung 5.82 und 5.83).

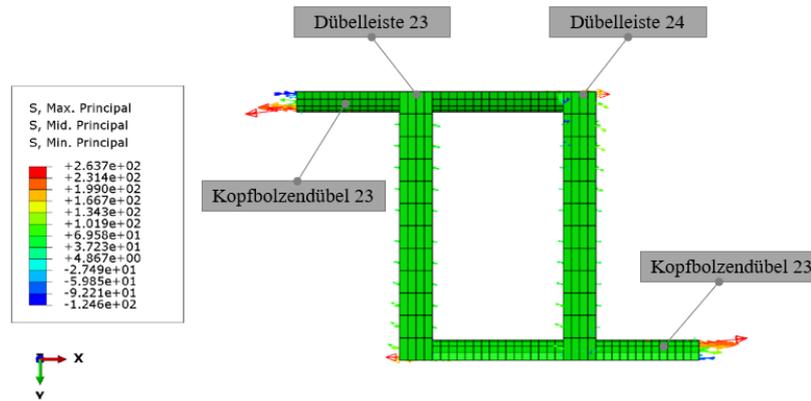


Abb. 5.81: Darstellung der Hauptspannungsrichtungen für die Kopfbolzendübel 23 und 24 (Draufsicht) - Frame 20; $1,00 \cdot ULS$

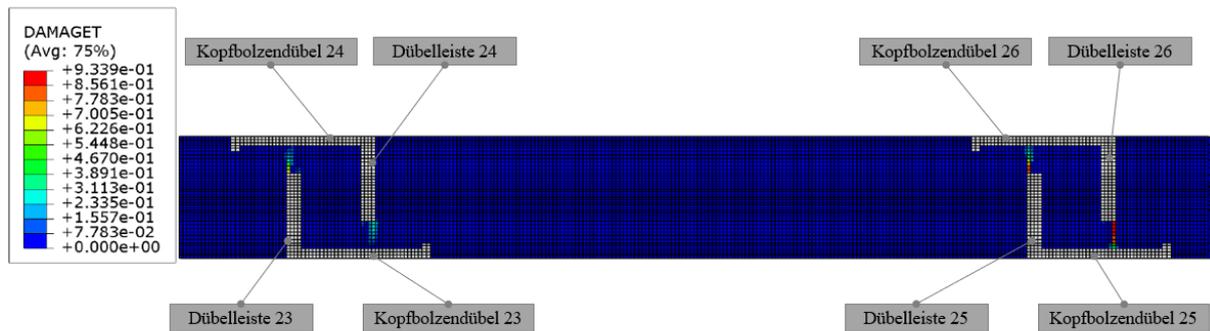


Abb. 5.82: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 22 bis 25 - Frame 5; $0,25 \cdot ULS$

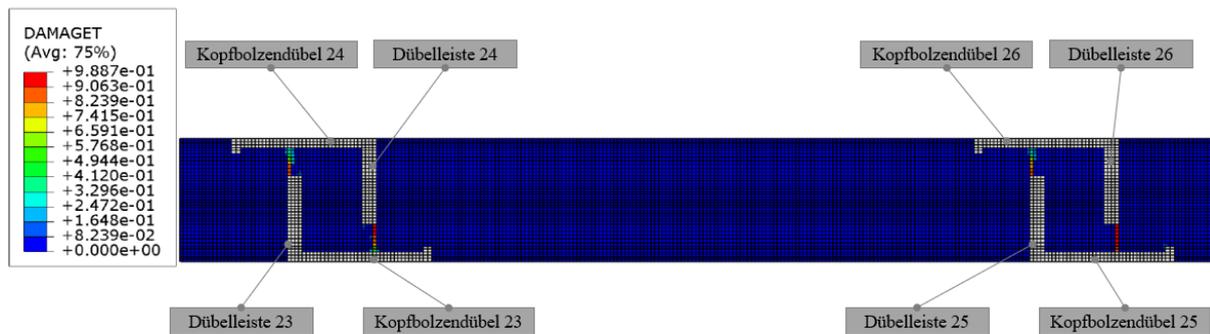


Abb. 5.83: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 22 bis 25 - Frame 7; $0,35 \cdot ULS$

Bei Frame 20 sind die meisten Betondübeln beschädigt, vorallem im Bereich der Feldmitte (siehe Abbildung 5.84). Der Schädigungsgrad nimmt zum Auflager hin ab. Die ersten 5 Betondübel, vom Auflager aus betrachtet, bleiben beim ULS Einwirkungslevel unbeschädigt.

Zusätzlich zu den Zugschädigungen im Beton gibt es bei dieser Variante Druckschädigungen. Diese entstehen auf Grund der Wirkung der Kopfbolzendübel. Das Versagenszenario ist für den Kopfbolzendübel 25 in Abbildung 5.85 dargestellt. Durch die aufgebrauchte Einwirkung wird

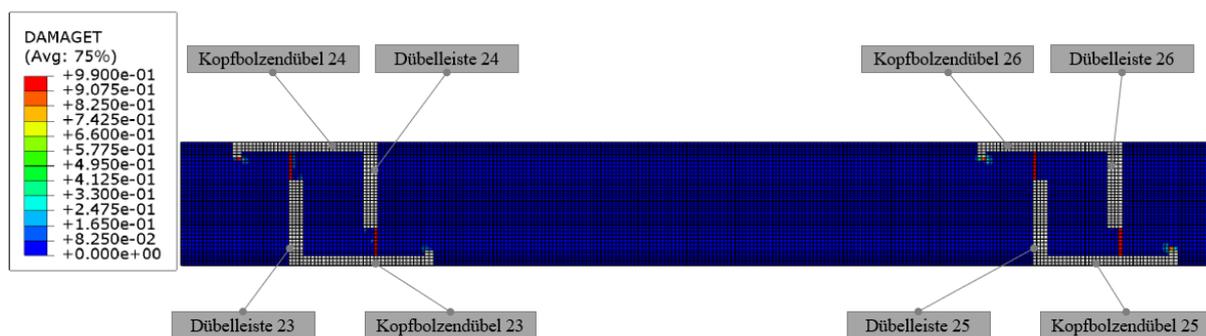


Abb. 5.84: Betonschädigung zufolge Zug bei Dübelleiste 22 bis 25 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

der Beton in diesem Bereich gegen die Unterkante des Kopfbolzendübelkopfes gedrückt. Das ULS-Einwirkungs-niveau reicht nicht aus um den Beton in diesem Bereich zum vollständigen Versagen zu bringen. Jedoch ist die Betonschädigung auf Druck bereits weit fortgeschritten (siehe Abbildung 5.85). Erste Anzeichen von Schädigungen treten ab *Frame 11* auf und nehmen schrittweise zu. Durch die fortschreitende Betonschädigung wird die aufnehmbare Druckspannung reduziert.

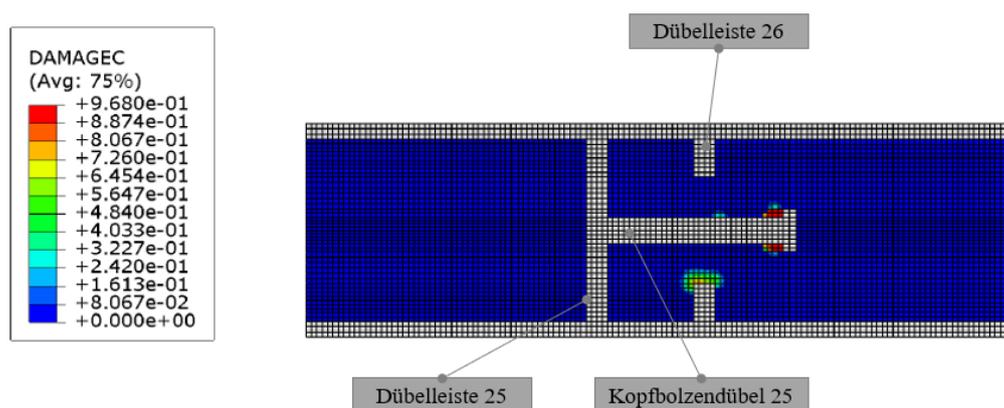


Abb. 5.85: Betonschädigung zufolge Druck bei Dübelleiste 25 bis 26 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

5.9 Variante 4

Die in diesem Kapitel untersuchte Variante 4 der SCSC-Platte ist jene mit dem alternierenden Dübelleistenabstand von 100-900 mm und den in die selbe Richtung orientierten Kopfbolzendübeln (siehe Abbildung 5.86).

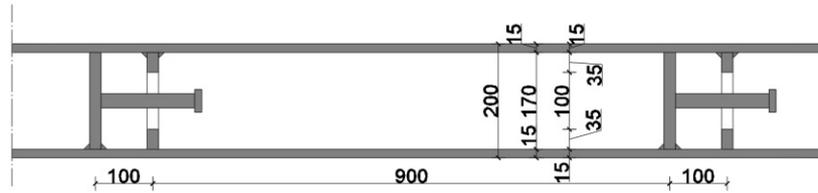


Abb. 5.86: Längsschnitt der Variante 4 der SCSC-Platte

5.9.1 Spannungen im Beton

Die Variante 4 ist die einzige, die keinen durchgängigen Betonkörper besitzt. Es werden immer nur zwei Betonkammern miteinander verbunden. Somit sind diese auf einer Seite nicht festgehalten. Dadurch wird der Betonkörper tendenziell weniger belastet als bei den anderen Konstruktionsvarianten. Dennoch ist der Beton nicht spannungsfrei, da er den Verbund zwischen Decke- und Bodenblech sicherstellen muss und sich zwangsläufig mit dem Rest der Platte mitverformt.

Im unteren Bereich der langen Betonkammer und im Bereich um den Kopfbolzendübel entstehen im Beton Zugspannungen, die maximal der Zugfestigkeit entsprechen. Die Betonkammer wird jeweils nur an einer Seite gehalten und kann sich somit frei verschieben. Dadurch wird die Zugfestigkeit nicht überschritten und es entstehen keine nennenswerten Schädigungen infolge Zug im Beton. Die größten Druckspannungen im Beton entstehen unterhalb des Kopfbolzendübelkopfes. Diese sind jedoch in einem sehr geringen Ausmaß und nicht schädigend für den Beton. In Abbildung 5.87 und 5.88 sind die Spannungen S_{11} im Beton zwischen den Dübelleisten 21 bis 25 bei *Frame 5* und *Frame 20* dargestellt. Die Spannungen im Beton sind sich qualitativ sehr ähnlich und unterscheiden sich lediglich in ihrer Größenordnung.

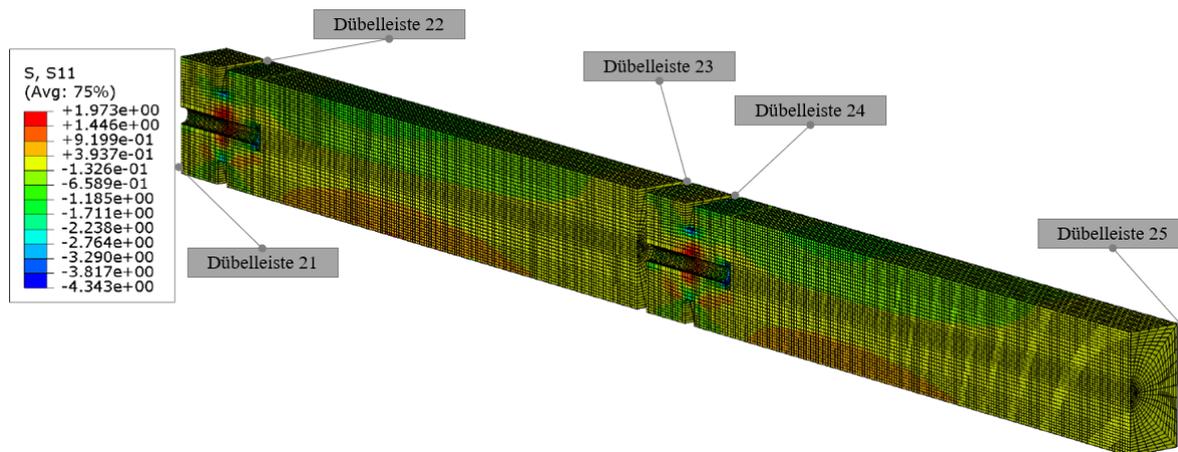


Abb. 5.87: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelleiste 21 bis 25 - *Frame 5*; 0,25 · *ULS*

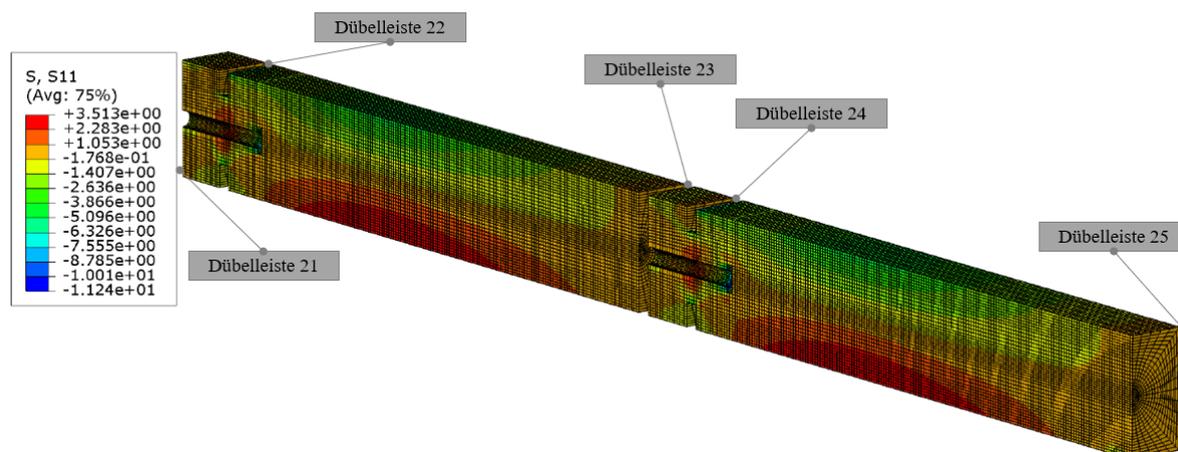


Abb. 5.88: Spannungen S_{11} [N/mm^2] im Beton bei Dübelbleiste 21 bis 25 - *Frame 20; 1,00 · ULS*

In Abbildung 5.89 ist der Schlupf zwischen der glatten Seite der Dübelbleiste mit Kopfbolzendübeln und dem langen Betonkern dargestellt. Dieser bildet sich bei zunehmender Durchbiegung und Zugkraft in den langen Betonkammern aus.

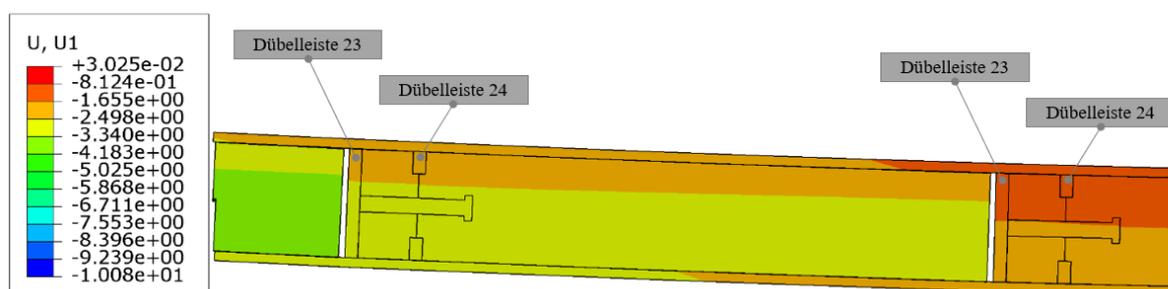


Abb. 5.89: Verschiebung in x-Richtung [mm] bei Dübelbleiste 21 bis 24 - *Frame 20; 1,00 · ULS*
(Verformung 10-fach überhöht dargestellt)

5.9.2 Spannungen in den Kopfbolzendübel

Die Zugspannungen im Kopfbolzendübel sind sehr gering. Es kommt nur im unteren Bereich der Schweißverbindung zwischen Kopfbolzendübel und Dübelleiste zu erhöhten Spannungen. Diese erreichen für den in Abbildung 5.90 betrachteten Bereich für den Kopfbolzendübel 12 einen Maximalwert von ca. 100 N/mm^2 . Der Betonkern ist auf einer Seite nicht gehalten und kann sich somit ohne Zwänge frei verschieben. Dadurch sind die Zugspannungen im Kopfbolzendübel für die Variante 4 geringer als bei der Variante 3.

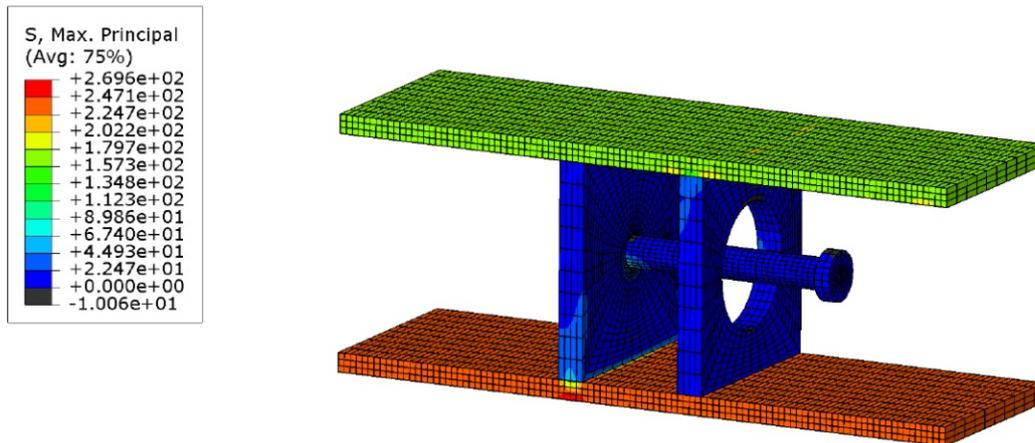


Abb. 5.90: Hauptspannung *max. principal* [N/mm^2] bei den Dübelleisten 23 bis 24 und dem Kopfbolzendübel 12 - *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

5.9.3 Schädigung des Betons

Auf die Betonschädigung wird hier nicht genauer eingegangen, da diese für die Variante 4 quasi nicht vorhanden ist.

Kapitel 6

Ermittlung der Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Längsrichtung

6.1 Einleitung

Die Ermittlung der Biegesteifigkeit in Längsrichtung stellt eine wesentliche Aufgabenstellung dieser Arbeit dar. Die Kenntnis über das Tragverhalten der SCSC-Platte normal zu den Dübelleisten ist erforderlich, wenn diese als Fahrbahndeck für Trogbriicken zum Einsatz kommen soll. Diese Aufgabenstellung stellt ein komplexes Problem dar. Grund dafür ist, dass die SCSC-Platte in Längsrichtung keinen kontinuierlich durchgehenden Querschnitt besitzt. Die Dübelleisten in Querrichtung unterbrechen den Querschnitt in Längsrichtung. Weiters dazu machen die wechselweise nur am Deck- bzw. Bodenblech angeschweißten Dübelleisten eine Berechnung der Steifigkeitswerte um ein Vielfaches komplizierter. Zusätzlich dazu kommt es aufgrund der Zugbeanspruchung der Platte zum Versagen des Betons, was wiederum die Steifigkeit beeinflusst. Es gibt bis dato kein einfaches ingenieurmäßiges Rechenmodell dafür. Aus diesem Grund wird für die genauere Untersuchung das FE-Programm *ABAQUS/CAE* [3] herangezogen.

Wie bereits in Kapitel 4.5.2 beschrieben wird auf das Ersatzmodell in *ABAQUS/CAE* [3] eine Verschiebung in z-Richtung und eine Schubspannung in x-Richtung angesetzt. Dadurch ergibt sich ein Verformungszustand (Biegung und Zug), den dieser Plattenausschnitt in der Trogbriicke erfährt. Dieser ist für die Ersatzmodelle aller Varianten gleich. Jedoch unterscheiden sich die Momentenverläufe signifikant voneinander. Daraus lässt sich schließen, dass die Biegesteifigkeiten der verschiedenen Varianten unterschiedlich sind.

Die in diesem Kapitel durchgeführten Berechnungen werden mit dem Zweipunktquerschnitt, bestehend aus dem Deck- und Bodenblech, die schubstarr miteinander verbunden sind, verglichen. Dieser Querschnitt stellt eine untere Grenze für die Biegesteifigkeit dar. Um einen Vergleich durchführen zu können, ist es notwendig für diesen Querschnitt die Biegesteifigkeit zu ermitteln. In der Abbildung 6.1 ist der Querschnitt samt der Geometrie dargestellt.

Zur Berechnung der Biegesteifigkeit wird der Elastizitätsmodul E und das Trägheitsmoment I benötigt. Für den Elastizitätsmodul wird der Wert $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Die Biegesteifigkeit wird für einen 1 m breiten Plattenstreifen ermittelt. Die Berechnung der Biegesteifigkeit erfolgt anhand folgender Gleichungen:

$$I = \frac{t^3 \cdot b}{12} + b \cdot t \cdot z_s = \frac{15^3 \cdot 1000}{12} + 1000 \cdot 15 \cdot 92,5^2 = 1,286 \cdot 10^8 \text{ N/mm}^2, \quad (6.1)$$

$$EI_{ZPQ} = 2 \cdot (210000 \cdot 1,286 \cdot 10^8) \cdot 10^{-9} = 54023 \text{ kNm}^2. \quad (6.2)$$

Die Biegesteifigkeit für den Zweipunktquerschnitt EI_{ZPQ} beträgt somit 54023 kNm^2 . Zusätzlich zum Zweipunktquerschnitt wird noch eine obere Grenze für die Biegesteifigkeit

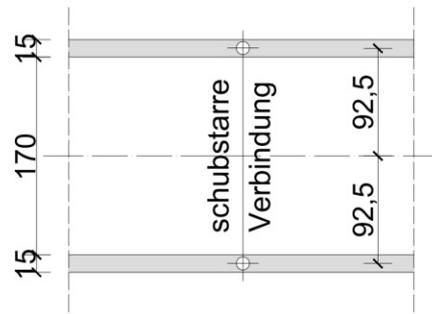


Abb. 6.1: Querschnitt des Zweipunktquerschnittes

berechnet. Dabei handelt es sich um die SCSC-Platte mit dem Deck- und Bodenblech und einem Betonkern dazwischen. Alle Bauteile sind näherungsweise schubstarr miteinander verbunden und bilden somit einen Dreipunktquerschnitt. In der Abbildung 6.2 ist ein solcher Querschnitt dargestellt.

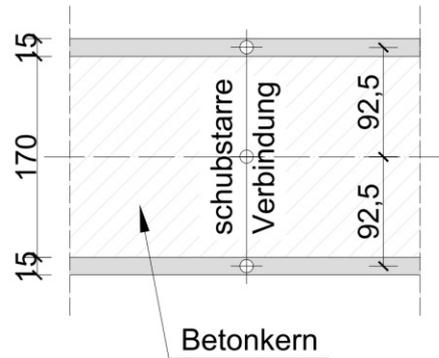


Abb. 6.2: Darstellung des Dreipunktquerschnitts

Für die Berechnung der Biegesteifigkeit kann das Ergebnis aus Gleichung (6.2) genommen und mit der Biegesteifigkeit des Betonkerns ergänzt werden. Dabei ist jedoch darauf zu achten, dass der geringere Elastizitätsmodul von Beton berücksichtigt werden muss. Der Elastizitätsmodul für den verwendeten Beton beträgt $E_b = 35000 \text{ N/mm}^2$. Die Biegesteifigkeit des Betonkerns EI_b setzt sich nur aus dem Anteil des Eigenträgheitsmoments des Betons zusammen, da die Schwerlinie des Gesamtquerschnitts und des Betonkerns übereinstimmen. Die Biegesteifigkeit des Betonkerns EI_b ergibt sich zu:

$$EI_b = E_b \cdot I_{b,eigen} = E_b \cdot \frac{b_b \cdot d_b^3}{12} = 35000 \cdot \frac{1000 \cdot 170^3}{12} = 1,43 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2. \quad (6.3)$$

Die Berechnung der Biegesteifigkeit des Dreipunktquerschnitts kann somit folgendermaßen ermittelt werden:

$$EI_{DPQ} = EI_{ZPQ} + EI_b = 68352 \text{ kNm}^2. \quad (6.4)$$

Die Biegesteifigkeit des Dreipunktquerschnitts EI_{DPQ} beträgt somit 68352 kN/m^2 . Wenn bei den Berechnungen Werte erhalten werden, die diesen Grenzwert stark übersteigen, ist die Plausibilität dieser Werte zu überprüfen.

6.2 Erläuterung der Berechnung anhand der Variante 1a

Für die Bestimmung der Biegesteifigkeit ist der Krümmungsverlauf und die Momentenlinie des Ersatzmodells erforderlich. Die verwendeten linearen konstitutiven und geometrischen Beziehungen sind in Gleichung (6.5) bis (6.7) dargestellt [19].

$$\kappa(x) = \frac{M(x)}{EI(x)} + \kappa^e(x) \quad (6.5)$$

$$\frac{dw(x)}{dx} = \varphi(x) + \eta(x) \quad (6.6)$$

$$\frac{\varphi(x)}{dx} = -\kappa(x) \quad (6.7)$$

Die Ermittlung der aufgetragenen Verschiebung in z-Richtung wird in Kapitel 4.5.2 genauer beschrieben. Diese entspricht

$$u_{z,ABAQUS}(x;t) = u_{z,max}(t) \cdot B \cdot (l^3 x - 2 \cdot l x^3 + x^4), \quad (6.8)$$

wobei B eine Konstante mit der Größe $7,497 \cdot 10^{-18} \text{ mm}^{-3}$, l die Gesamtlänge der Trogbrücke in mm , x die Koordinate in Brückenlängsrichtung in mm und $u_{z,max}(t)$ die maximale Durchbiegung in Feldmitte in mm zu dem jeweiligen Einwirkungslevel (% von ULS) ist. Der Krümmungsverlauf ergibt sich aus zweifacher Ableitung der Funktion der Durchbiegung [19]. Es wird angenommen, dass aufgrund der geringen Querkraft in den *ABAQUS*-Modellen keine Querkraftleitung auftritt und es wird keine eingeprägte Krümmung auf das Modell aufgebracht. Daher können näherungsweise die beiden Terme η und κ^e aus Gleichung (6.5) und (6.6) gestrichen werden und die Formeln für den Querschnittsdrehwinkel φ und die Krümmung κ ergeben sich wie folgt:

$$\varphi_y(x;t) = u_{z,max}(t) \cdot B \cdot (l^3 - 6 \cdot l x^2 + 4 \cdot x^3), \quad (6.9)$$

$$\kappa(x;t) = -u_{z,max}(t) \cdot B \cdot (-12 \cdot l x + 12 \cdot x^2). \quad (6.10)$$

Der Krümmungsverlauf ist somit für alle Varianten gleich und abhängig von dem Berechnungsschritt. In Abbildung 6.3 ist die Krümmung bis zur Feldmitte bei *Frame 10* ($0,50 \cdot ULS$) und *Frame 20* ($1,00 \cdot ULS$) dargestellt.

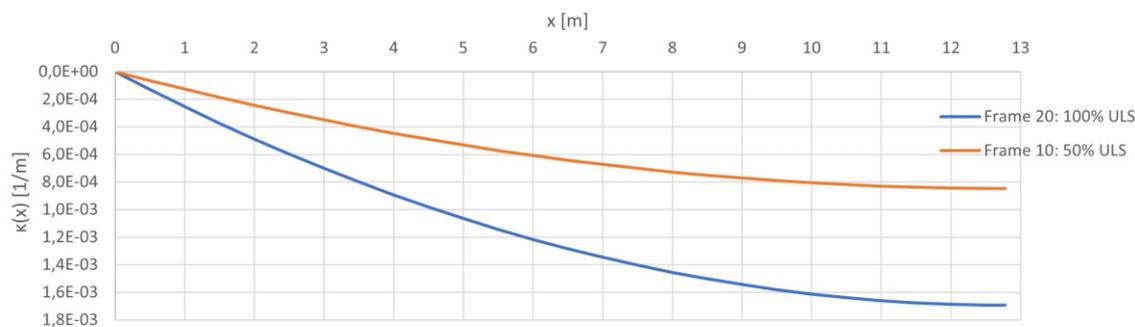


Abb. 6.3: Krümmung bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$ und *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

Die Momentenverläufe werden aus den *ABAQUS*-Ergebnissen in 250 mm Schritten entlang der Plattenlängsachse herausgelesen. Die ausgegebenen Momente ergeben keinen perfekten Verlauf,

jedoch handelt es sich hierbei um Ergebnisse einer FE-Berechnung eines sehr unregelmäßigen Querschnittes und der Trend eines parabelförmigen Momentenverlaufes ist zumindest zu erkennen. Die Biegemomente werden von dem 165 mm breiten *ABAQUS*-Modell auf eine Einheitsbreite von 1,0 m umgerechnet ($\cdot \frac{1}{0,165}$).

Damit näherungsweise eine einheitliche Biegesteifigkeit über die gesamte Länge berechnet werden kann, wird eine quadratische Parabel anhand der Punktauswertungen erstellt. Diese entspricht einer gemittelten Momentenlinie (siehe Abbildung 6.4).

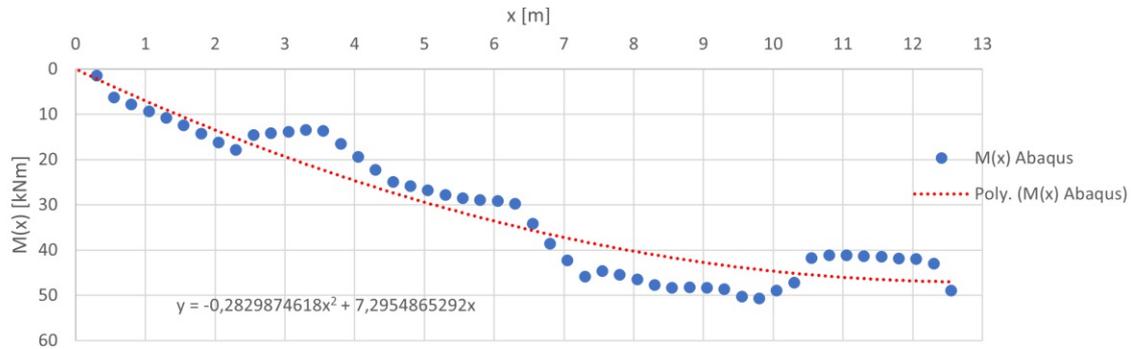


Abb. 6.4: Momentenverlauf $M(x)$ des *ABAQUS*-Modells und Näherungsfunktion für Variante 1a bei *Frame* 10; $0,50 \cdot ULS$

Um in weiterer Folge die Biegesteifigkeit EI zu berechnen, muss die Krümmung aus Gleichung (6.11) mit dem genäherten Momentenverlauf aus Abbildung 6.4 ins Verhältnis gestellt werden. Dabei ist darauf zu achten, dass für beide Größen das gleiche Einwirkungsniveau (% von ULS) gewählt wird. Die dabei entstehende Punktwolke wird in weiterer Folge durch eine lineare Funktion angenähert (siehe Abbildung 6.5). Dadurch wird eine einheitliche Biegesteifigkeit für jedes Einwirkungsniveau entlang des gesamten Plattenstreifens ermittelt. Die Biegesteifigkeit entspricht der Steigung der linearen Näherungsfunktion, welche wiederum der Momenten-Krümmungs Beziehung entspricht. Für die Variante 1a ergibt sich bei *Frame* 10 (50 % von ULS) eine Biegesteifigkeit von $55366 \text{ kNm}^2/\text{m}$.

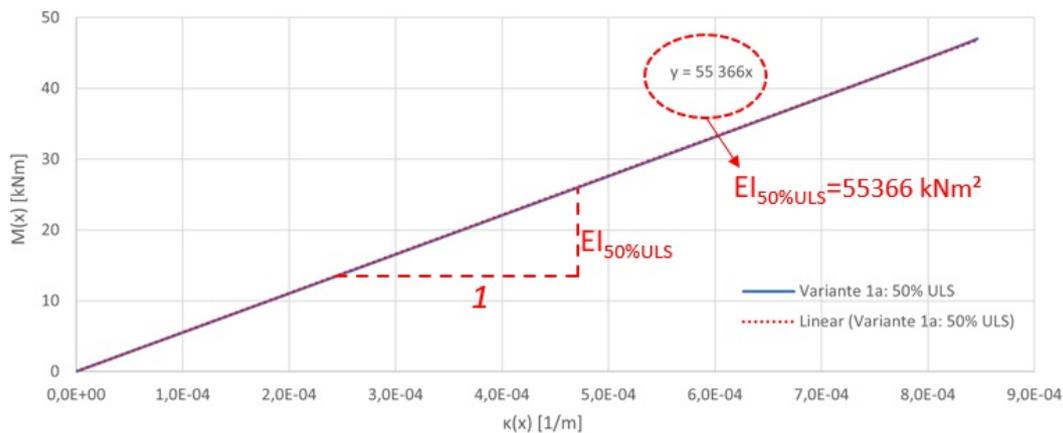


Abb. 6.5: Momenten-Krümmungs-Beziehung für Variante 1a bei *Frame* 10; $0,50 \cdot ULS$

Die Betonschädigung hat einen entscheidenden Einfluss auf die resultierenden Biegemomente in *ABAQUS/CAE* [3] und somit auf die Biegesteifigkeit des Systems. Aus diesem Grund werden zuerst die Betonschädigung in Kapitel 5 genauer analysiert und danach die *Frames* festgelegt, für

die die Biegesteifigkeit ausgewertet werden soll. Für alle Modelle erfolgte die Auswertung bei *Frame* 2, 5, 10 und 20. Diese Frames entsprechen 10%, 25%, 50% und 100% des ULS-Einwirkungslevels.

Weiters ist zu erwähnen, dass es sich hierbei lediglich um ein stark vereinfachtes Modell zur Abschätzung der Biegesteifigkeiten handelt und dass nicht alle Berechnungen zwingend plausible Ergebnisse liefern. Beispielsweise liefert *Frame* 20 für Variante 1a eine höhere Biegesteifigkeit als *Frame* 10. Die genäherte Momentenlinie steigt bei *Frame* 20 bis zur Feldmitte hin kontinuierlich an. Für die gewählte Einwirkung sollte diese jedoch abflachen, so wie es in Abbildung 6.4 für *Frame* 10 der Fall ist. Dies hat einen erheblichen Einfluss auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung. Ist diese ähnlich einer Geraden, wurden die Ergebnisse als gut beurteilt. Weicht diese von einer Geraden ab, sind die Ergebnisse auf jeden Fall zu hinterfragen. Besonders dann, wenn das Biegemoment bei zunehmender Krümmung in Feldmitte stärker ansteigt. In Abbildung 6.5 ist die Momenten-Krümmungs-Beziehung für Variante 1a bei *Frame* 10 dargestellt.

Die Ergebnisse der Auswertungen für die untersuchten Varianten zu den gewählten *Frames* befinden sich im Anhang A.

6.3 Auswertung der Varianten der SCSC-Platte

In diesem Kapitel wird auf die Ermittlung der einzelnen Biegesteifigkeiten genauer eingegangen. Dabei werden die verschiedenen Modelle einzeln betrachtet und besondere Merkmale genauer untersucht. Eine Gegenüberstellung der Varianten wird erst im nachfolgenden Kapitel vorgenommen. Sämtliche Auswertungen für die Momentenverläufe, Krümmungsverläufe und Biegesteifigkeiten sind im Anhang A enthalten.

Bei der Auswertung der Ergebnisse der verschiedenen Modelle wird ersichtlich, dass die Biegesteifigkeit nicht für alle Modelle gleich gut abgeschätzt werden kann. Insbesondere bei den unbewehrten Modellen 1a und 2a ist zu erkennen, dass die Abweichung von einer quadratischen Parabel teilweise sehr groß ist (siehe Abbildung A.3). Dies kann nur damit begründet werden, dass bei der unbewehrten Platte bereits sehr früh Betonversagen in den Dübeln auftritt und somit Unstetigkeitsstellen hervorgerufen werden. Es bildet sich zumeist eine Punktwolke, die von der quadratischen Parabel alternierend nach oben und unten abweicht.

Dieser Effekt ist speziell bei Variante 1a zu erkennen. Bei Variante 2a ist dieser Effekt in einem wesentlich geringeren Ausmaß vorhanden. Die quadratische Parabel bildet auch hier immer noch eine Näherung. Daher sollten die Ergebnisse nicht als Fixwert angenommen werden. Sie sollten eher dazu dienen, eine grobe Abschätzung der Biegesteifigkeit zu erhalten. Aufgrund von Abweichungen der Punktauswertungen von der genäherten Momentenlinie kann die Schwankungsbreite dieser Berechnung sehr groß sein. Dies kann man sehr gut bei der Berechnung der Variante 1a erkennen. Hier nimmt die Biegesteifigkeit bei steigender Einwirkung leicht zu (siehe Abbildung A.38 bis A.40). Dies macht bei Berücksichtigung der konstant ansteigenden Betonschädigung keinen Sinn. Hier würde man erwarten, dass bei zunehmender Einwirkung der Querschnitt kontinuierlich geschwächt wird und dementsprechend weniger steif wird. Grundsätzlich ist jedoch festzustellen, dass sowohl bei der Variante 1a, als auch bei der Variante 2a die Biegesteifigkeit bei ansteigendem Einwirkungslevel annähernd gleich bleibt, beziehungsweise bei einem niedrigerem Einwirkungslevel ($0,1 \cdot ULS$) der Berechnung leicht größer ist. Bei beiden Varianten ergeben die Berechnungen beim ULS-Einwirkungslevel (*Frame* 20) eine Biegesteifigkeit von etwa 58000 kNm^2 . Vergleicht man dies mit einem aus den beiden Stahlblechen bestehenden Zweipunktquerschnitt, der eine Biegesteifigkeit von etwa 54000 kN/m^2 aufweist, kann eine leicht erhöhte Biegesteifigkeit erkannt werden. Wenn man jedoch die Schwankungsbreite der Berechnung berücksichtigt, kann davon ausgegangen werden, dass der Beton nur sehr geringe Spannungen in Längsrichtung aufnimmt und somit der Zweipunktquerschnitt eine gute Näherung darstellt.

Bei der Variante 1b, die mit einem Bewehrungskorb verstärkt ist, ist zu erkennen, dass der Bewehrungskorb einen positiven Einfluss auf den Momentenverlauf hat. Bei *Frame* 5, 10 und 20 ist ersichtlich, dass der Momentenverlauf viel gleichmäßiger ist und die Punktwolke die quadratische Parabel beinahe exakt abbildet (siehe Abbildung 6.6).

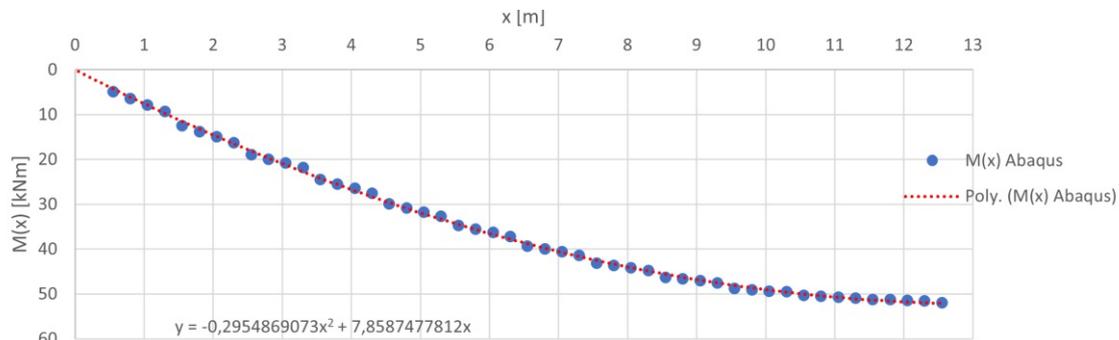


Abb. 6.6: Momentenverlauf $M(x)$ und Näherungsfunktion für Variante 1b bei *Frame* 10; $0,5 \cdot ULS$

Es wird davon ausgegangen, dass durch die Bewehrung ein plötzliches Betonversagen stark reduziert wird. Dies ist auch daran zu erkennen, da ein komplettes Betonversagen *DamageT* erst in etwa bei *Frame* 16 erreicht wird und das Versagen der Betondübel wesentlich gleichmäßiger stattfindet. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die berechneten Biegesteifigkeiten mit einer höheren Wahrscheinlichkeit, als bei den unbewehrten Modellen, die Realität gut abbilden. Lediglich bei *Frame* 2 sind größere Abweichungen zu erkennen (siehe Abbildung 6.7).

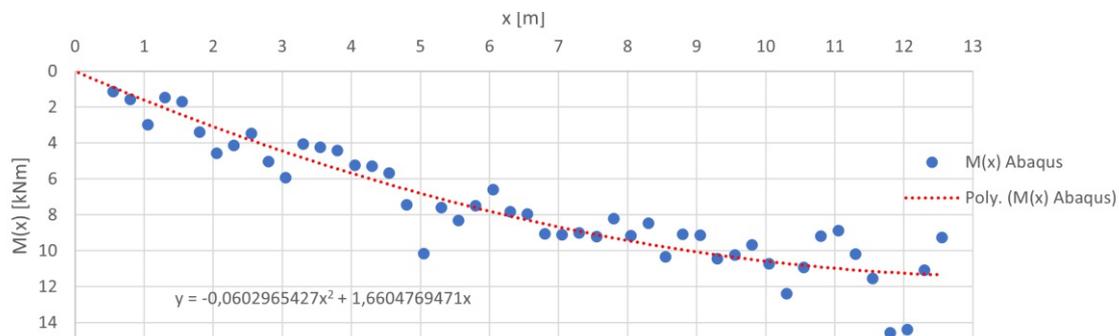


Abb. 6.7: Momentenverlauf $M(x)$ des *ABAQUS*-Modells und die Näherungsfunktion für Variante 1b bei *Frame* 2; $0,1 \cdot ULS$

Generell ist anzumerken, dass bei dieser Variante die Biegesteifigkeit, gerade bei einem geringen Einwirkungs-niveau, größer als jene der unbewehrten Varianten ist. Bei *Frame* 2 und 5 wird eine Biegesteifigkeit von etwa 65000 kNm^2 ermittelt. Bei zunehmender Einwirkungssteigerung nähern sich die Werte an jene Varianten ohne Bewehrung an. Bei *Frame* 20 ergibt sich eine Biegesteifigkeit von etwa 58000 kNm^2 und ist somit gleich groß wie die der unbewehrten Variante (siehe Tabelle 6.1). Das kann damit begründet werden, dass bei einem geringen Einwirkungs-niveau zwar die Bewehrung dazu dient, den Betonkern mitwirken zu lassen, jedoch bei größeren Einwirkungen der Betonkern immer mehr beschädigt wird. Dies ist auch daran gut zu erkennen, da bei einem hohen Einwirkungs-niveau Biegerisse in Betonkernmitte sich auszubilden beginnen (siehe Abbildung 5.22 im Kapitel 5.3). Somit bleibt letztendlich ein Querschnitt übrig, der aus den beiden Stahlblechen und dem Bewehrungskorb besteht. Der Bewehrungskorb selbst besitzt jedoch nur ein sehr geringes

Eigenträgheitsmoment und einen geringen Steineranteil. Somit ist bei hoher Einwirkung der Unterschied zu den unbewehrten Modellen nur mehr vernachlässigbar gering.

Auch bei der Variante 1c ist zu erkennen, dass die Momentenverläufe eine quadratische Parabel viel besser abbilden (siehe Abbildung 6.8 und A.9 bis A.12). Für alle vier ausgewerteten *Frames* ist ein sehr gleichmäßiger Verlauf erkennbar. Eine bemerkenswerte Erkenntnis fällt bei der Betrachtung des Verlaufs der Biegesteifigkeiten auf (siehe Abbildung 6.11). Bei einem niedrigen Einwirkungs niveau ($0,10 \cdot ULS$) ist eine Biegesteifigkeit von etwa 67000 kNm^2 vorhanden (siehe Abbildung A.45). Dieser Wert entspricht in etwa jenem des Dreipunktquerschnittes, bestehend aus den zwei Stahlblechen und einem durchgehenden Betonkern (siehe Gleichung (6.4)). Bei weiterer Einwirkungssteigerung nimmt die Biegesteifigkeit stark zu. Bei *Frame* 5 wird ein Wert von etwa 71000 kNm^2 erreicht (siehe Abbildung A.46).

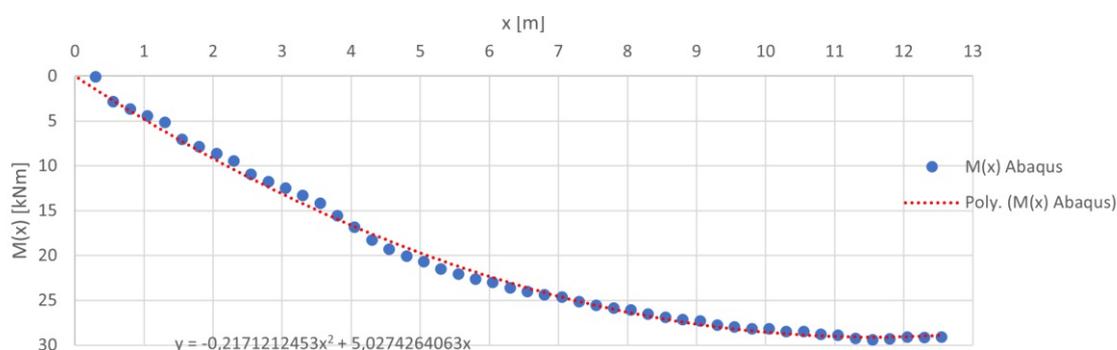


Abb. 6.8: Momentenverlauf $M(x)$ des *ABAQUS*-Modell und die Näherungsfunktion für Variante 1c bei *Frame* 5; $0,25 \cdot ULS$

Dies lässt sich damit begründen, dass nach dem Versagen der Betondübel der *Tension Stiffening Effekt* aktiviert wird. Dieser Effekt sagt aus, dass der Beton zwischen zwei Rissen immer noch an der Abtragung der Einwirkungen teilnimmt [11]. Da der Einzelstab im unteren Teil des Querschnitts liegt, wird hauptsächlich jener Teil des Betonkerns aktiviert, der unterhalb der Schwerlinie liegt. Das kann auch gut in den Spannungsbildern in den Kapiteln 5.4 und 5.7 erkannt werden. Dabei ist zu sehen, dass große Zugspannungen im Betonkern nur an der Unterseite auftreten. An der Oberseite treten nur sehr geringe Zugspannungen auf. Damit bildet sich ein Spannungsblock, bestehend aus dem Einzelstab und dem Betonkern um den Einzelstab. Dieser liegt deutlich unterhalb der Schwerlinie und bildet dementsprechend einen sehr großen Anteil für das Moment. Wenn man die Einwirkungen weiter steigert, kommt es jedoch wieder zum Abfall der Biegesteifigkeit. An der Unterseite des Betonkerns können keine weiteren Zugspannungen mehr aufgenommen werden und somit werden größere Teil des Betonkerns oberhalb des Einzelstabes verstärkt mit Zug beansprucht. Dadurch kommt es zum konstanten Sinken der Biegesteifigkeit bis zu einem Wert von etwa 66500 kNm^2 (siehe Abbildung 6.11). Die ermittelten Biegesteifigkeiten sind somit im Vergleich zu den davor analysierten Modellen immer noch sehr hoch. Insgesamt kann festgestellt werden, dass für diese Variante sehr gute und plausible Werte erhalten werden.

Bei Variante 2b werden ähnliche Werte wie bei Variante 1b erreicht. Im Vergleich zu Variante 1b sind hingegen die Momentenverläufe nicht so gleichmäßig. Für ein geringes Einwirkungs niveau kann man erkennen, dass sich ein annähernd linearer Momentenverlauf ergibt (siehe Abbildung A.17 und A.18). Dies deutet darauf hin, dass die Biegesteifigkeit nicht konstant entlang der Brückenlängsrichtung ist. Dies könnte dadurch erklärt werden, dass aufgrund der unterschiedlichen Schädigungsgrade des Betons der effektive Querschnitt nicht konstant ist. Bei *Frame* 10 geht

der Momentenverlauf wieder leicht in Richtung einer quadratischen Parabel über (siehe Abbildung A.19). Jedoch ist dieser immer noch einer Linearen sehr ähnlich. Erst bei *Frame* 20 ist dann eine relativ schöne Kurve zu erkennen (siehe Abbildung A.20). Dieser Effekt konnte bei Variante 1b nicht festgestellt werden, obwohl beide mit dem gleichen Bewehrungskorb ausgeführt werden. Somit kann nur der unterschiedliche Abstand der Dübelleisten der Grund für diesen Effekt bei geringem Einwirkungslevel sein. Da die Momentenverläufe bei dieser Variante stärker von einer quadratischen Parabel abweichen, ist davon auszugehen, dass hier größere Schwankungsbreiten bei den ermittelten Biegesteifigkeiten vorhanden sind. Insgesamt kann bei der Auswertung festgestellt werden, dass der Verlauf der Biegesteifigkeit konstant abnimmt und bei *Frame* 20 einen Wert von ca. 58000 kNm^2 erreicht (siehe Abbildung 6.12).

Die Berechnungen der Variante 2c weisen sowohl einen sehr schönen Momentenverlauf, als auch sehr hohe Biegesteifigkeiten auf (siehe Abbildung 6.12 und A.21 bis A.24 und). Wie bereits bei Variante 1c beschrieben, ist auch hier die Biegesteifigkeit zu Beginn der Berechnung geringer (siehe Abbildung A.21). Bei Erhöhung der Einwirkung tritt hier ebenfalls der *Tension Stiffening Effect* auf, der zu einem Ansteigen der Biegesteifigkeit führt. Aufgrund des längeren Betonkerns, kann die Zugkraft in einem größeren Bereich eingeleitet werden. Dadurch kann auch das Moment im Vergleich zur Variante 1c nochmals gesteigert werden. Prinzipiell sieht der Verlauf der Biegesteifigkeit qualitativ dem Verlauf der Variante 1c sehr ähnlich. Bei *Frame* 2, 5 und 10 sind die Werte etwas höher. Bei Erreichen des ULS-Einwirkungslevels (*Frame* 20) ergibt sich ein Wert von ca. 68500 kNm^2 (siehe Abbildung A.60). Bei dieser Variante werden die höchsten Werte für die Biegesteifigkeit erreicht.

Bei der Variante 3 mit den Kopfbolzendübeln kann man erkennen, dass bei den ersten *Frames* ein annähernd linearer Momentenverlauf im Plattenstreifen entsteht (siehe Abbildung A.26). Dies

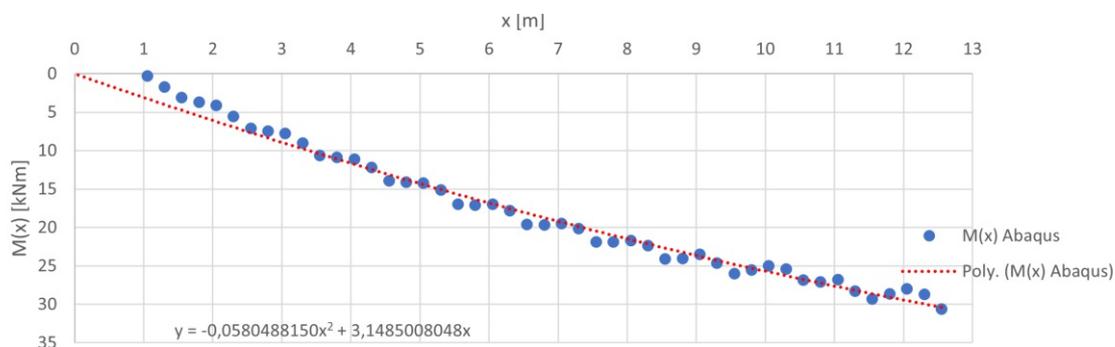


Abb. 6.9: Momentenverlauf $M(x)$ des *ABAQUS*-Modell und die Näherungsfunktion für Variante 3 bei *Frame* 5; $0,25 \cdot ULS$

deutet, wie bereits zuvor beschrieben, darauf hin, dass die Biegesteifigkeit nicht konstant entlang des Querschnitts ist. Dies hängt vermutlich mit der Betonschädigung zusammen. Zwischen *Frame* 5 und 10 kommt es zunehmend zum Versagen von Betondübeln. Davor treten nur lokale Schäden an den Rändern der Löcher der Dübelleisten auf. Der Betondübelquerschnitt ist jedoch noch intakt. Bei Erreichen von *Frame* 10 geht der Momentenverlauf wieder in eine Parabel über (siehe Abbildung A.27). Dies ist auch bei *Frame* 20 sehr gut zu erkennen (siehe Abbildung A.28). Beim Verlauf der Biegesteifigkeit kann bei fortschreitender Erhöhung der Einwirkung ein stetiger Abfall wahrgenommen werden (siehe Abbildung 6.13). Bei *Frame* 2 und 5 werden Biegesteifigkeiten über 60000 kNm^2 ermittelt. Diese beiden Werte sind jedoch schwierig zu interpretieren, da hier die Momentenverläufe einen annähernd linearen Verlauf aufweisen. Nach

weiterer Einwirkungssteigerung werden Werte zwischen $54000 - 56000 \text{ kNm}^2$ erhalten, welche jenem des Zweipunktquerschnitt entsprechen (siehe Kapitel 6.1).

Bei der Variante 4 sind die Betonkerne untereinander nicht miteinander verbunden, da jede zweite Dübelleiste keine Löcher aufweist. Somit stellt der Betonkern zwar sicher, dass eine schubstarre Verbindung zwischen dem Deck- und dem Bodenblech vorhanden ist und ein Zweipunktquerschnitt aktiviert werden kann, eine weitere Steigerung der Steifigkeit ist jedoch nicht möglich. Dementsprechend ergibt sich für alle Einwirkungs-niveaus in etwa der gleiche Wert (siehe Abbildung 6.13). Generell kann man erkennen, dass die quadratische Parabel alternierend über- und unterschritten wird (siehe Abbildung A.29 bis A.32). Dabei kann man erkennen, dass die geringeren Werte immer zwischen den Dübelpaaren auftreten. In den Betonkernen werden meist höhere Werte erhalten. Dieser Effekt verstärkt sich in Richtung Feldmitte, da in diesem Bereich auch größere Kräfte vorhanden sind. In Feldmitte kann bei den meisten *Frames* ein Ausreißer beobachtet werden (siehe Abbildung 6.10).

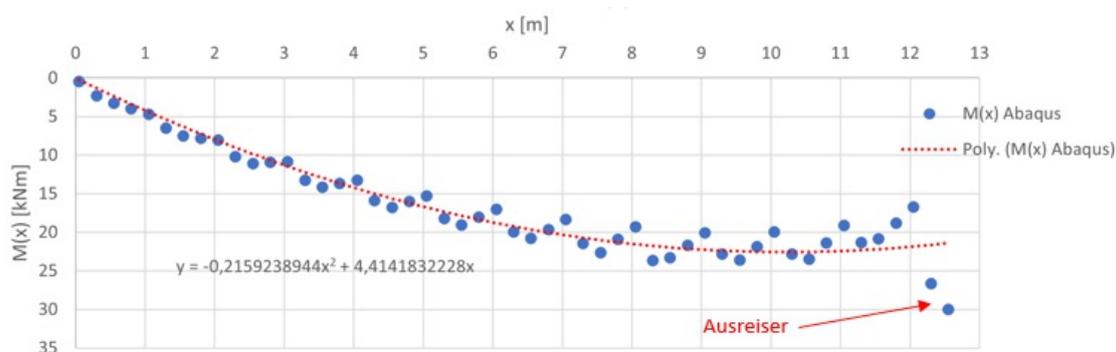


Abb. 6.10: Momentenverlauf $M(x)$ des *ABAQUS*-Modells und Näherungsfunktion für Variante 4 bei *Frame* 5; $0,25 \cdot ULS$

Es wird davon ausgegangen, dass dies mit der lokalen Randbedingung des *Analytical Rigid* zusammenhängt. Der gesamte Querschnitt des Plattenstreifens ist hier mit dem *Analytical Rigid* starr verbunden. Hier ist auch der einzige Bereich, in dem es zu einer Betonschädigung kommt. Wie bereits zuvor beschrieben, bleibt die Biegesteifigkeit bei ansteigenden Einwirkungs-niveau annähernd konstant (siehe Abbildung 6.13). Dies war auch zu erwarten, da im Gegensatz zu den anderen Modellen keine Betonschädigung (außer bei der lokalen Randbedingung in Feldmitte) stattfindet und der Betonkern von Anfang an keine nennenswerten Längsspannungen S_{11} aufnimmt. Die Biegesteifigkeit liegt im Bereich von 57000 kNm^2 (siehe Abbildung A.65 bis A.68).

Generell kann man feststellen, dass für die untersuchten Varianten im ULS-Einwirkungs-niveau (*Frame* 20) in etwa die Biegesteifigkeit des Zweipunktquerschnitts erreicht wird. Die einzige Ausnahme bilden die beiden Varianten mit dem Einzelstab im Beton. Für die anderen Konstruktionsvarianten bietet die Näherung durch den Zweipunktquerschnitts eine plausible Lösung, da die meisten Betondübel komplett versagen. Der Betonkern dient jedoch weiterhin dazu, die beiden Bleche schubstarr miteinander zu verbinden und somit einen realen Zweipunktquerschnitt zu erzeugen. Für die Modelle mit Bewehrungskorb (Variante 1b, Variante 2b) und Variante 3 scheint generell eine etwas höhere Biegesteifigkeit möglich zu sein als bei den Varianten ohne Bewehrung (siehe Abbildung 6.11, 6.12 und 6.13). Speziell bei einem niedrigeren Einwirkungs-niveau kann eine Verbesserung festgestellt werden. Lediglich bei den beiden Varianten mit dem Einzelstab ist die Biegesteifigkeiten (siehe Abbildung A.48 und A.60) höher als jene eines Zweipunktquerschnitts. Wie bereits beschrieben, haben die beiden Modelle mit Einzelstab die besten Ergebnisse

hinsichtlich der Biegesteifigkeit ergeben. In der nachfolgenden Tabelle sind die Ergebnisse für alle Modelle zusammengefasst.

Tab. 6.1: Berechnete Biegesteifigkeiten in $[kNm^2]$ pro 1 m breiten Plattenausschnitt für alle untersuchten Modelle für Frame 2, 5, 10 und 20

Variante	Frame 2 (0, 10 · ULS)	Frame 5 (0, 25 · ULS)	Frame 10 (0, 50 · ULS)	Frame 20 (1, 00 · ULS)
V1a	56709	53599	55366	57792
V1b	65351	60831	60706	57494
V1c	67145	71267	68070	66436
V2a	61525	57559	57269	58658
V2b	64878	64416	62015	58384
V2c	69932	74687	72187	68474
V3	64936	62395	56468	54729
V4	56310	56810	56932	56897

Zusätzlich ist noch zu sagen, dass für alle Varianten fast alle Betondübel beim ULS-Einwirkungslevel versagen. Die Bewehrung ermöglicht zwar eine Steigerung der Biegesteifigkeit und ein gleichmäßigeres Versagen, jedoch sind nach Erreichen des ULS-Einwirkungslevel prinzipiell die gleichen Risse bei den Betondübeln festzustellen. Ob die Platte beim ULS-Einwirkungslevel noch geeignet ist die Quertragwirkung zu erfüllen, kann nicht beurteilt werden.

Grundsätzlich ist nochmals anzumerken, dass diese Werte einer Schwankungsbreite unterworfen sind und somit nur eine grobe Abschätzung der Biegesteifigkeit darstellen. Aufgrund der Vielzahl an Momentenverläufen, werden nur wenige ausgewählte in diesem Kapitel dargestellt.

6.3.1 Gegenüberstellung unbewehrt/bewehrter SCSC-Plattenstreifen

Eine wesentliche Aufgabe dieser Arbeit bestand darin, herauszufinden, wie die Tragwirkung der unterschiedlichen Modelle funktioniert. Dabei ist es wichtig festzustellen, wie sich eine Bewehrung oder die Anordnung von Kopfbolzendübel auf die Lastabtragung auswirkt. In Kapitel 6.3 wird bereits auf diverse Eigenschaften der unterschiedlichen Modelle eingegangen. In diesem Kapitel wird anhand der ermittelten Biegesteifigkeit versucht, die Tragmechanismen, speziell jener mit Bewehrung, miteinander zu vergleichen.

In der nachfolgenden Abbildung 6.11 werden die Biegesteifigkeiten von Variante 1a, 1b und 1c gegenübergestellt. Dabei ist nochmals sehr gut zu erkennen, dass bei Variante 1c wesentlich größere Werte erreicht werden. Besonders bemerkenswert ist auch, dass dieser Unterschied bei *Frame 20* immer noch vorhanden ist. Im Vergleich dazu hat zwar Variante 1b zu Beginn noch recht hohe Werte, kann diese im Vergleich zu Variante 1c jedoch nicht halten. Somit pendelt sich Variante 1b auf der Höhe von Variante 1a ein. Die Werte von Variante 1a sind jedoch, wie bereits zuvor schon geschrieben, mit einer größeren Schwankungsbreite versehen.

Für die Varianten 2a, 2b und 2c sind qualitativ die gleichen Verläufe feststellbar. Lediglich Variante 2c weist eine etwas bessere Biegesteifigkeit als Variante 1c auf. Wie bereits in Kapitel 6.3 beschrieben kann durch den längeren Betonkern bei Variante 2c die Zugkraft der Bewehrung in einem größeren Bereich eingeleitet werden. Dies wirkt sich offensichtlich sehr positiv auf die Tragwirkung in Längsrichtung aus. Die Verläufe der Biegesteifigkeit können der Abbildung 6.12 entnommen werden.

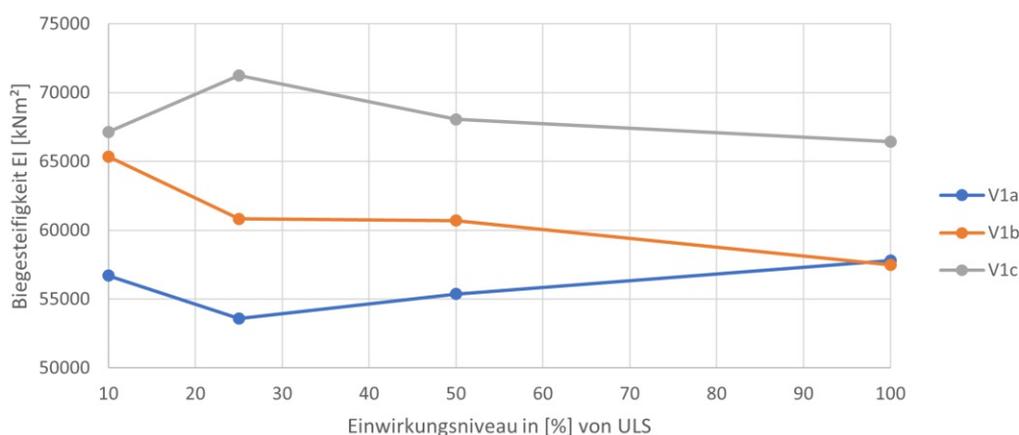


Abb. 6.11: Gegenüberstellung der Biegesteifigkeiten für die Varianten 1a, 1b und 1c

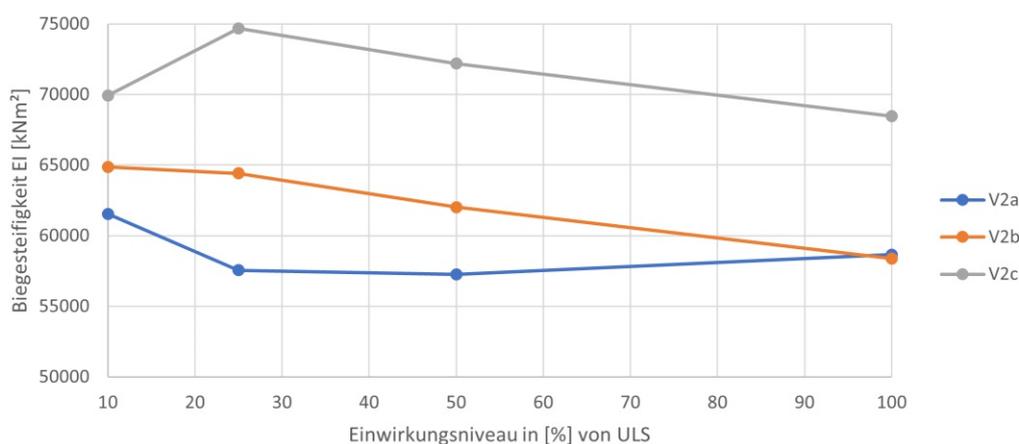


Abb. 6.12: Gegenüberstellung der Biegesteifigkeiten für die Varianten 2a, 2b und 2c

6.3.2 Gegenüberstellung unbewehrtem/mit Kopfbolzendübel verstärktem SCSC-Plattenstreifen

Die zweite Möglichkeit, die Platteneigenschaften zu verbessern ist es, Kopfbolzendübel auf den Dübelleisten anzuordnen. Dafür werden die beiden Varianten 3 und 4 untersucht. Bei Variante 3 kann im Vergleich zu den unbewehrten Modellen speziell im niedrigerem Einwirkungs-niveau eine Verbesserung festgestellt werden. Bei weiterer Steigerung der Einwirkung und fortschreitender Betonschädigung sinkt die Biegesteifigkeit wie bei den Varianten mit dem Bewehrungskorb in etwa auf das Niveau von den unbewehrten Modellen ab. Die Werte für Variante 3 bei *Frame 2* und *5* sind jedoch schwierig zu interpretieren, da die Momentenverläufe annähernd linear sind. Somit unterliegen diese Werte, wie jene der unbewehrten Varianten 1a und 2a, einer größeren Schwankungsbreite. Bei der Variante 4 kann, wie erwartet ein konstanter Biegesteifigkeitsverlauf festgestellt werden. Die Biegesteifigkeit entspricht in etwa jener der unbewehrten Modelle bei *Frame 10*. Der Betonkern bei Variante 4 nimmt von Anfang an keine großen Spannungen S11 in Längsrichtung auf. In der nachfolgenden Abbildung 6.13 sind die einzelnen Verläufe gegenübergestellt.

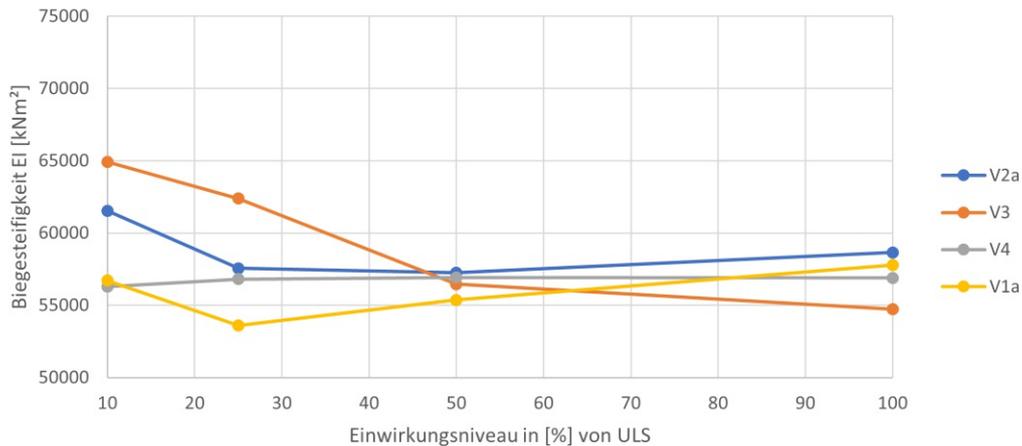


Abb. 6.13: Gegenüberstellung der Biegesteifigkeiten für die Varianten 1a, 2a, 3 und 4

6.4 Spezielle Auswertungen der Biegesteifigkeit für die Variante 1c

Für die Variante 1c werden zusätzlich zu den zuvor beschriebenen Auswertungen spezielle Untersuchungen durchgeführt. Diese zielen darauf ab, eine Abhängigkeit der Biegesteifigkeit von der Brückenlängsrichtung festzustellen. Da der Plattenquerschnitt in Längsrichtung nicht konstant ist, liegt es nahe, dass hier eine Abhängigkeit vorhanden sein könnte.

Um hierfür eine Abschätzung zu erhalten, werden die einzelnen Werte der aus *ABAQUS/CAE* [3] ausgelesenen Momentenverläufe mit der Krümmung an der gleichen Stelle ins Verhältnis gesetzt. Somit wird die Biegesteifigkeit $EI(x)$, abhängig von der Stelle x für ein bestimmtes Einwirkungslevel ermittelt. Folgende Gleichung wird für diese Auswertungen verwendet:

$$EI(x) = \frac{M(x)}{\kappa(x)}. \quad (6.11)$$

Durch diesen Zusammenhang kann festgestellt werden, ob sich die Biegesteifigkeit entlang der Brückenlängsachse verändert, beziehungsweise wie groß die Variation ist. Die beschriebene Auswertung wird zweimal durchgeführt. Zuerst werden nur die Punktwerte aus dem *ABAQUS*-Modell untersucht. Danach werden die Werte der gemittelten Momentenlinien, die im Kapitel 6.2 beschrieben werden, untersucht. In Abbildung 6.14 bis 6.17 sind diese Auswertungen für alle vier Einwirkungslevel dargestellt. In den Diagrammen sind die beiden Werte an der Stelle $x = 12,55 \text{ m}$ angegeben. Dies ist der Punkt, der der Feldmitte am nächsten liegt.

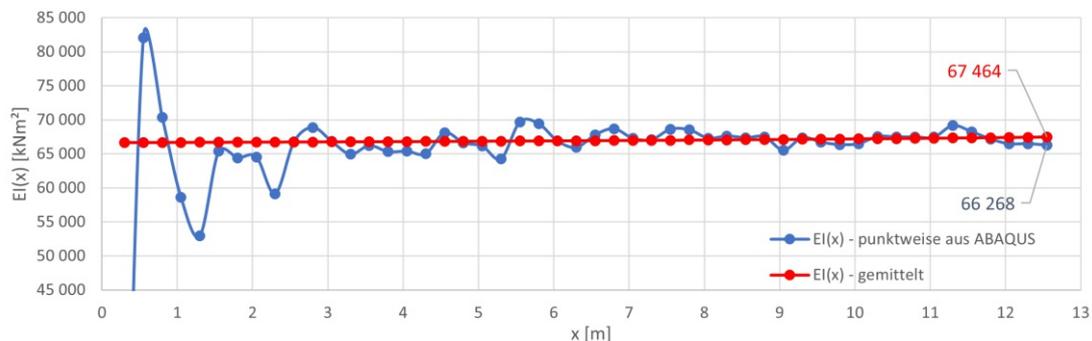


Abb. 6.14: Biegesteifigkeit $EI(x)$ - Einwirkungslevel $0,10 \cdot ULS$

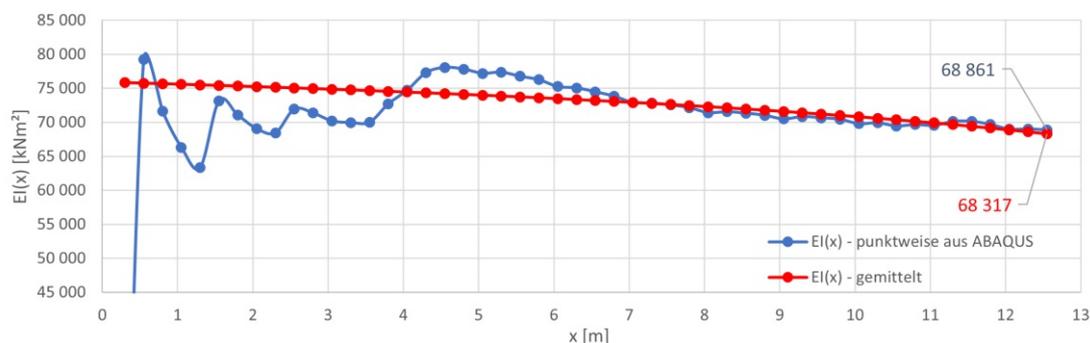


Abb. 6.15: Biegesteifigkeit $EI(x)$ - Einwirkungsniveau $0,25 \cdot ULS$

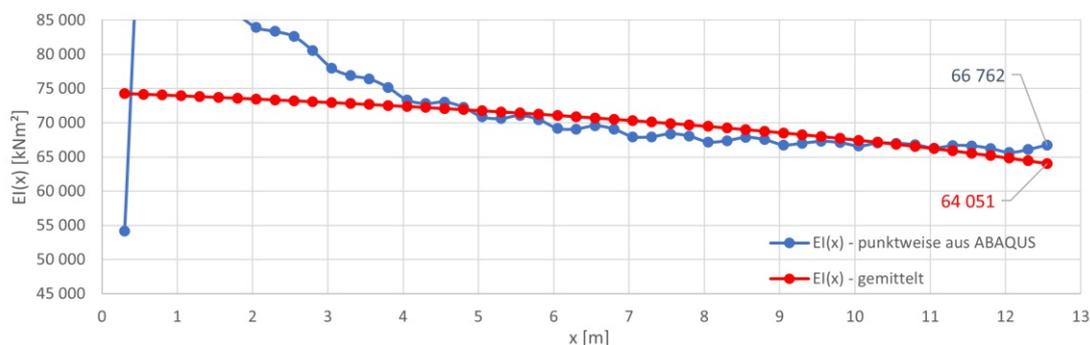


Abb. 6.16: Biegesteifigkeit $EI(x)$ - Einwirkungsniveau $0,50 \cdot ULS$

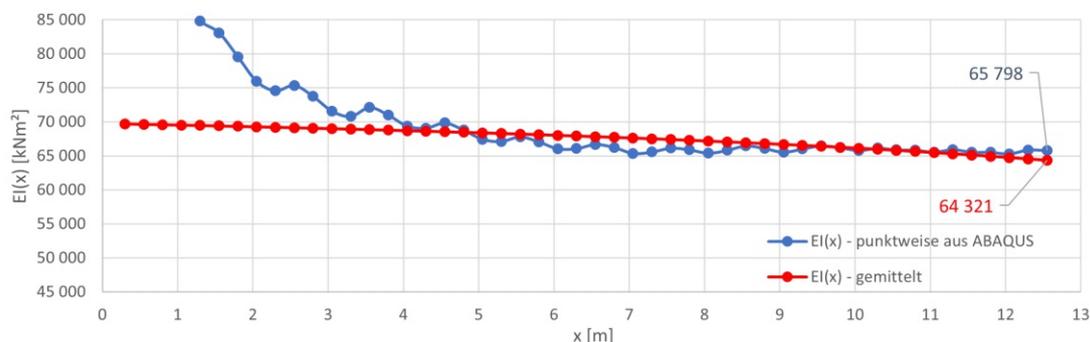


Abb. 6.17: Biegesteifigkeit $EI(x)$ - Einwirkungsniveau $1,00 \cdot ULS$

Die Diagramme zeigen sehr deutlich, dass die beiden Verläufe für die Biegesteifigkeit ab etwa der Hälfte der Modelllänge sehr nahe beieinander liegen. Dies kann für alle Einwirkungsstufen festgestellt werden. In etwa bis zur Stelle $x = 5 \text{ m}$ ergeben sich teilweise sehr große Abweichungen für die Biegesteifigkeit, ermittelt aus den Punktauswertungen aus dem *ABAQUS*-Modell. In manchen Punkten nimmt die Biegesteifigkeit in diesem Bereich unrealistische Werte an, die für die Untersuchungen unbrauchbar sind. Es scheint, als würden die Werte im Bereich des Auflagers einer sehr großen Schwankungsbreite unterliegen. Man kann an diesen Diagrammen keine Abhängigkeit von der Brückenlängsrichtung festmachen, da speziell in der zweiten Hälfte des Modells sehr konstante Werte erhalten werden. Anhand dieser Auswertungen stellt die Näherungsfunktion der Momentenlinie eine vernünftige Annahme dar. Die höchsten Werte für die Biegesteifigkeit werden bei 25% und 50% des ULS-Einwirkungsstufen erreicht.

Im nächsten Schritt werden die einzelnen Querschnitte des Plattenstreifens betrachtet und die Biegesteifigkeit $EI(x)$ für die vier Einwirkungs niveaus ausgewertet. Als Beispiel für die Auswertung wird der Querschnitt an der Stelle $x = 12,55 m$ betrachtet. In der Abbildung 6.18 ist der Momenten-Krümmungsverlauf für diesen Querschnitt dargestellt.

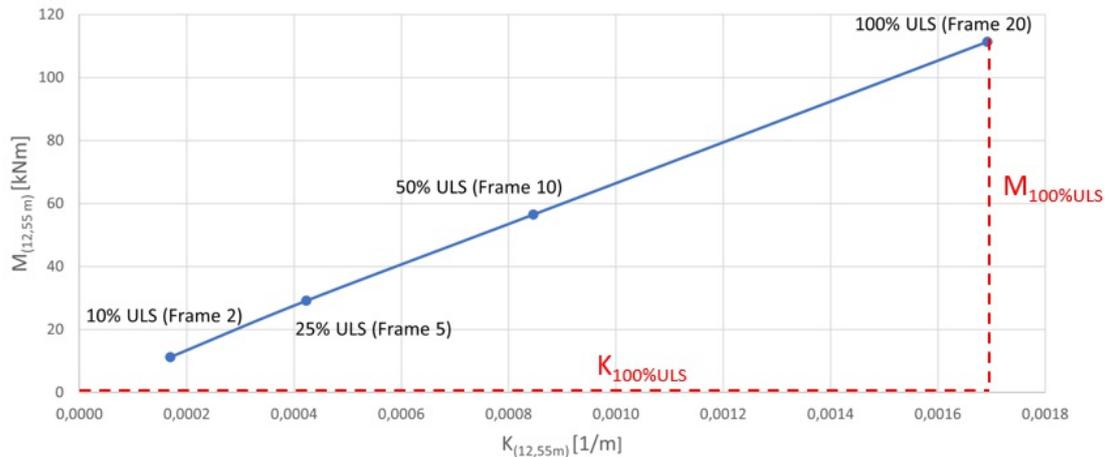


Abb. 6.18: Momenten-Krümmungsbeziehung des Querschnitts an der Stelle $x = 12,55 m$ - Einwirkungs niveau 0, 10 · ULS; 0, 25 · ULS; 0, 50 · ULS und 1, 00 · ULS

Die Biegesteifigkeit $EI(x)$ für diesen Querschnitten in Abhängigkeit des Einwirkungs niveaus wird folgendermaßen ermittelt:

$$EI_{\%ULS}(x = 12,55 m) = \frac{M_{\%ULS}(x = 12,55 m)}{\kappa_{\%ULS}(x = 12,55 m)}. \quad (6.12)$$

Für den Momenten-Krümmungsverlauf ergibt sich annähernd eine Lineare. Aus diesem Grund verändert sich die Biegesteifigkeit in Abhängigkeit des Einwirkungs niveaus nur geringfügig. Gleichung (6.12), ausgewertet für die verschiedenen Einwirkungsstufen, ergibt folgende Werte für die Biegesteifigkeit:

$$EI_{10\%ULS}(x = 12,55 m) = 66268 \text{ kNm}^2/m$$

$$EI_{25\%ULS}(x = 12,55 m) = 68861 \text{ kNm}^2/m$$

$$EI_{50\%ULS}(x = 12,55 m) = 66762 \text{ kNm}^2/m$$

$$EI_{100\%ULS}(x = 12,55 m) = 65798 \text{ kNm}^2/m$$

Bei 25% des ULS-Einwirkungs niveaus ergibt sich wieder der höchste Wert für die Biegesteifigkeit. Danach ist mit zunehmender Erhöhung der Einwirkung ein Abfallen der Biegesteifigkeit zu erkennen.

Um die Abhängigkeit der Biegesteifigkeit vom Querschnitt des Plattenstreifens feststellen zu können, wird die in Abbildung 6.18 dargestellte Auswertung für alle Querschnitte durchgeführt. In Abbildung 6.19 sind die Querschnitte $x = 12,30 m$ bis $x = 10,05 m$ in 0,25 m Schritten zusammengefasst.

Auch hier wird ersichtlich, dass zumindest im Bereich der Feldmitte kaum Unterschiede bei den verschiedenen Querschnitten vorhanden sind. Bei den Querschnitten nahe des Querträgerauflagers

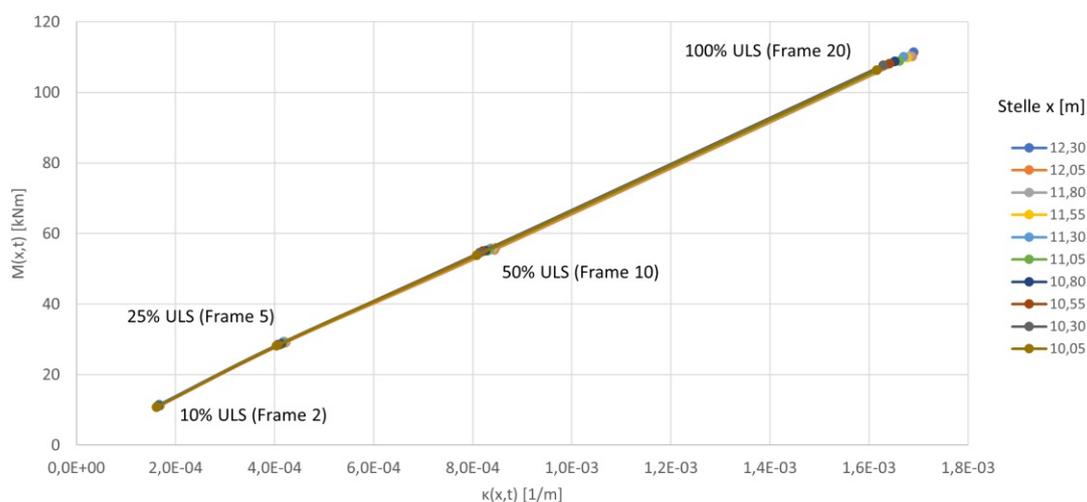


Abb. 6.19: Momenten-Krümmungsbeziehung der Querschnitte an der Stelle $x = 12,30\text{ m}$ bis $x = 10,05\text{ m}$ - Einwirkungs niveau $0,10 \cdot ULS$; $0,25 \cdot ULS$; $0,50 \cdot ULS$ und $1,00 \cdot ULS$

können größere Unterschiede festgestellt werden. Wie bereits zuvor beschrieben, scheinen diese Querschnitte nicht repräsentativ für den SCSC-Plattenstreifen zu sein. In Abbildung A.69 bis 6.19 im Anhang A sind die Momenten-Krümmungsverläufe für alle Querschnitte dargestellt.

In den nachfolgenden Auswertungen wird die Biegesteifigkeit der einzelnen Querschnitte mit der Normalkraft und dem Moment an den gleichen Punkten gegenübergestellt. Dies wird für alle vier Einwirkungs niveaus durchgeführt. Die Normalkraft wird anhand der Gleichungen (4.27) und (4.29) ermittelt. Dafür müssen die beiden Gleichungen zuerst durch die Breite des Deck- bzw. Bodenbleches dividiert werden um einen 1 m -Ausschnitt der Platte zu erhalten:

$$n_{x,DB}(x) = 412,29 - x \cdot 32,26 \text{ [kN/m]}, \quad (6.13)$$

$$n_{x,BB}(x) = 569,88 - x \cdot 44,59 \text{ [kN/m]}. \quad (6.14)$$

Anschließend werden die beiden Gleichungen (6.13) und (6.14) addiert und nach x integriert. Daraus ergibt sich folgende Gleichung für die Ermittlung der Normalkraft $N(x)$ im SCSC-Plattenstreifen pro 1 m -Plattenstreifen:

$$N(x) = \left(982,175 \cdot x - 76,85 \cdot \frac{x^2}{2} \right) \cdot a + c \text{ [kN]}, \quad (6.15)$$

wobei der Parameter a das Einwirkungs niveau berücksichtigt. Für 10% ULS-Einwirkungs niveau ist der Parameter $a = 0,10$, für 25% $a = 0,25$, für 50% $a = 0,50$ und für 100% $a = 1,00$. Die Randbedingung für die Normalkraft ergibt sich beim Auflager zu $N(x = 0) = 0$, womit $c = 0$ gilt. x wird in Meter in die Gleichung eingesetzt.

Es wurde ebenfalls überprüft, ob die berechneten Werte mit den Schnittgrößen der ABAQUS-Modelle übereinstimmen. Dabei wurde festgestellt, dass nur sehr geringe Abweichungen für die Normalkraft $N(x)$ auftreten, so dass die Ermittlung anhand der Gleichung (6.15) ausreichend genau ist.

In Abbildung 6.20 ist die Biegesteifigkeit $EI(x)$ in Abhängigkeit von der Normalkraft $N(x)$

für alle vier Einwirkungs-niveaus dargestellt. In dem Diagramm ist der Wert für die Stelle $x = L/2$ für das jeweilige Einwirkungs-niveau dargestellt. Diese befinden sich jeweils am Ende der Punktauswertungen, da an dieser Stelle die Normalkraft am größten ist.

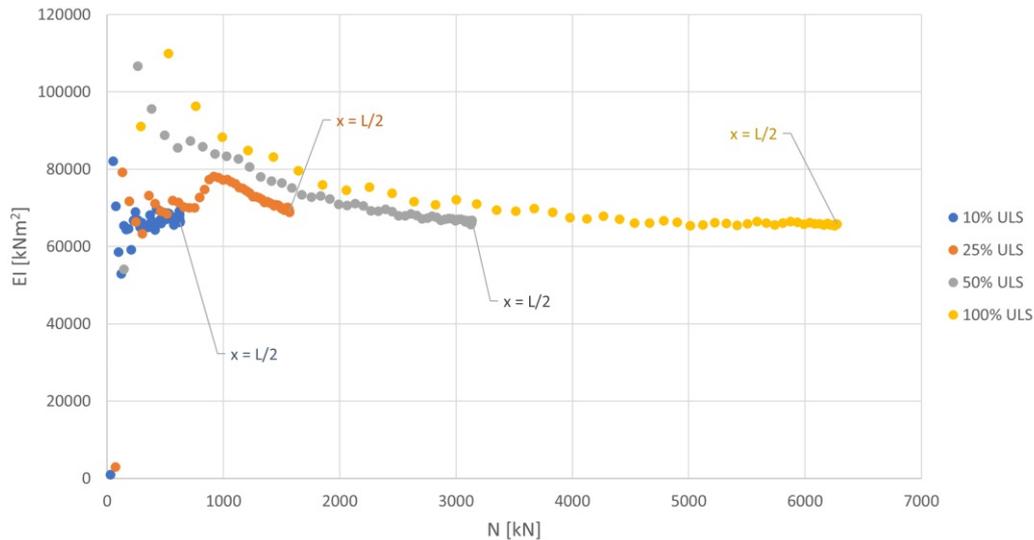


Abb. 6.20: Biegesteifigkeit $EI(x)$ in Abhängigkeit von der Normalkraft $N(x)$ - Einwirkungs-niveau $0, 10 \cdot ULS$; $0, 25 \cdot ULS$; $0, 50 \cdot ULS$ und $1, 00 \cdot ULS$

Für größere Einwirkungs-niveaus (50% und 100% ULS) kann man erkennen, dass es ab einer gewissen Normalkraft zu keinem Abnehmen der Biegesteifigkeit mehr kommt. Für das untersuchte Modell und die Einwirkungskombination ist dies in etwa bei $N = 2000 \text{ kN/m}$ der Fall. Betrachtet man das Einwirkungs-niveau von 10% ULS kann keine relevante Aussage getroffen werden. Die meisten Werte der Punktwolke befinden sich Nahe beieinander. Für das Einwirkungs-niveau 25% ULS kann ein Maxima bei einem Wert von etwa 1000 kN/m festgestellt werden. Wird die Normalkraft darüber hinaus gesteigert, kommt es zum Sinken der Biegesteifigkeit. Grundsätzlich sind die Werte für die Biegesteifigkeit im Bereich des Auflagers unbeständiger und liefern oft keine plausiblen Werte.

Weiters wird die Biegesteifigkeit $EI(x)$ in Abhängigkeit von dem Moment $M(x)$ untersucht. In der nachfolgenden Abbildung 6.21 ist der Verlauf für alle vier Einwirkungs-niveaus dargestellt. Hier treten im Wesentlichen sehr ähnliche Verläufe wie in Abbildung 6.20 auf.

Die für die Normalkraft beschriebenen Effekte können auch auf die Abbildung 6.21 übertragen werden. Für größere Einwirkungs-niveaus (50% und 100% ULS) wird die Biegesteifigkeit ab etwa 40 kNm/m konstant. Das Maxima für das Einwirkungs-niveau 25% ULS wird bei etwa 20 kNm/m erreicht. Für das Einwirkungs-niveau von 10% ULS liegen, bis auf die Ausreißer im Auflagerbereich, die Werte sehr Nahe beisammen.

Wie bereits erwähnt, entwickelt sich die Biegesteifigkeit $EI(x)$ sehr ähnlich in Abhängigkeit von der Normalkraft $N(x)$ und dem Moment $M(x)$. Die beiden Verläufe sind jedoch nicht direkt miteinander gekoppelt. Während für $N(x)$ eine quadratische Funktion vorliegt, wird das Moment stellenweise aus den ABAQUS-Modellen ausgelesen. Allerdings sind diese punktuellen Momentenauswertungen starken Schwankungen (insbesondere im Bereich des Auflagers) unterworfen. Um ein besseres Verständnis für diesen Effekt zu bekommen wird in Abbildung 6.22 das

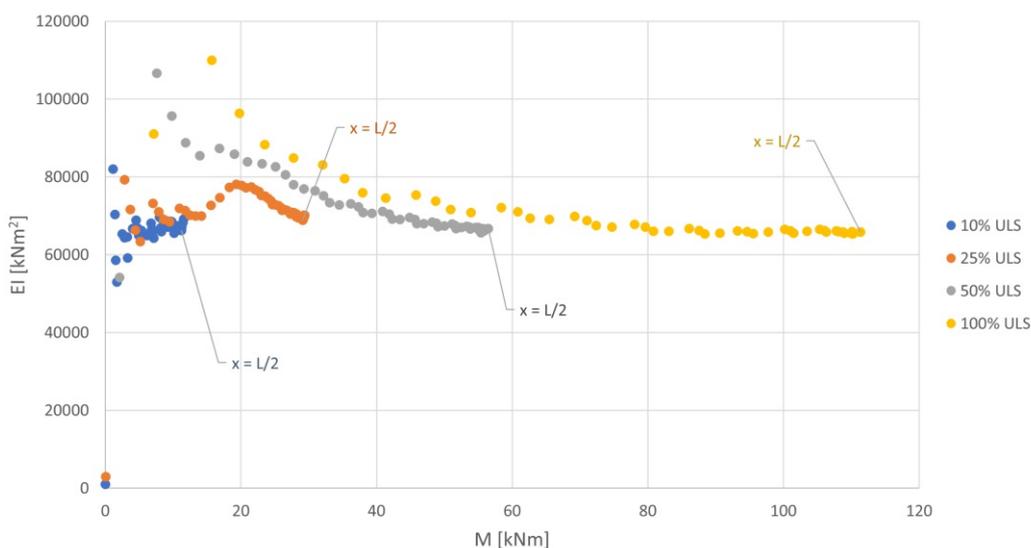


Abb. 6.21: Biegesteifigkeit $EI(x)$ in Abhängigkeit von dem Moment $M(x)$ - Einwirkungsniveau $0, 10 \cdot ULS$; $0, 25 \cdot ULS$; $0, 50 \cdot ULS$ und $1, 00 \cdot ULS$

Verhältnis $e = \frac{M(x)}{N(x)}$ entlang der Plattenachse dargestellt. Dies verdeutlicht nochmals die starke Schwankungsbreite des Momentes $M(x)$ im Auflagerbereich.

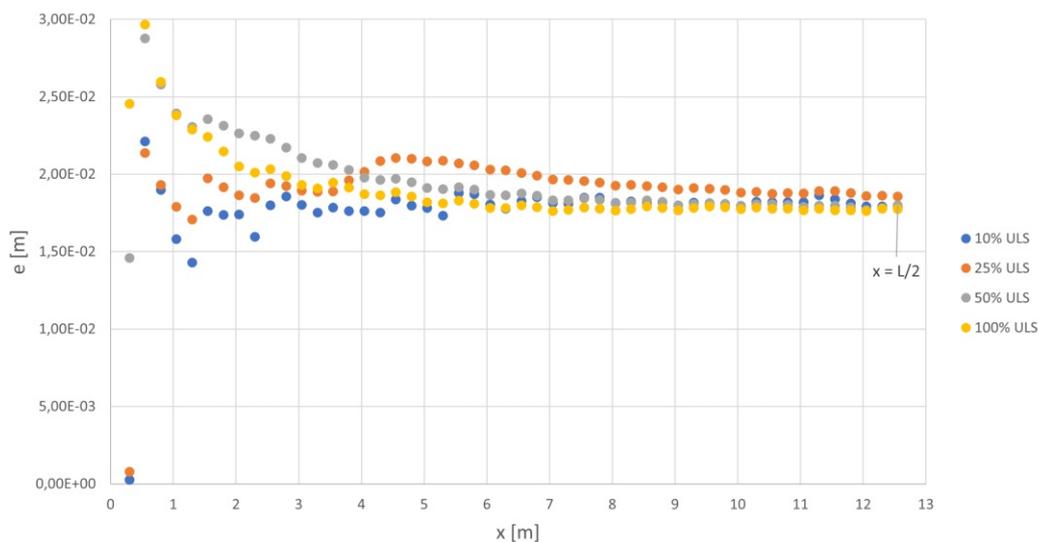


Abb. 6.22: Verhältnis e zwischen Moment $M(x)$ und Normalkraft $N(x)$ entlang der Plattenachse - Einwirkungsniveau $0, 10 \cdot ULS$; $0, 25 \cdot ULS$; $0, 50 \cdot ULS$ und $1, 00 \cdot ULS$

Richtung Feldmitte pendelt sich das Verhältnis ein und verläuft annähernd konstant. Bei 25% des ULS-Einwirkungsniveaus sind ab $4,0\text{ m}$ die höchsten Werte vorhanden. Für diese Einwirkung wird auch der größte Wert für die Biegesteifigkeit erreicht. Dass sich aus einem erhöhtem M/N -Verhältnis eine erhöhte Biegesteifigkeit ergibt, ist in Abbildung 6.23 ersichtlich. Dies liegt daran, da sich die Normalkraft $N(x)$ ähnlich zu der Krümmung $\kappa(x)$ entwickelt. Wird ein größeres Biegemoment $M(x)$ im Vergleich zur Normalkraft $N(x)$ aufgenommen, steigt die Biegesteifigkeit $EI(x)$. Das Verhältnis ist für alle vier betrachteten Einwirkungsstufen einer Geraden sehr ähnlich. Der Bereich, in dem die Funktionswerte für den Punkt $x = L/2$ liegen, ist in Abbildung 6.23 mit

einem schwarzen Kreis markiert. Diese liegen sehr nahe beieinander, wie auch in Abbildung 6.22 zu sehen ist.

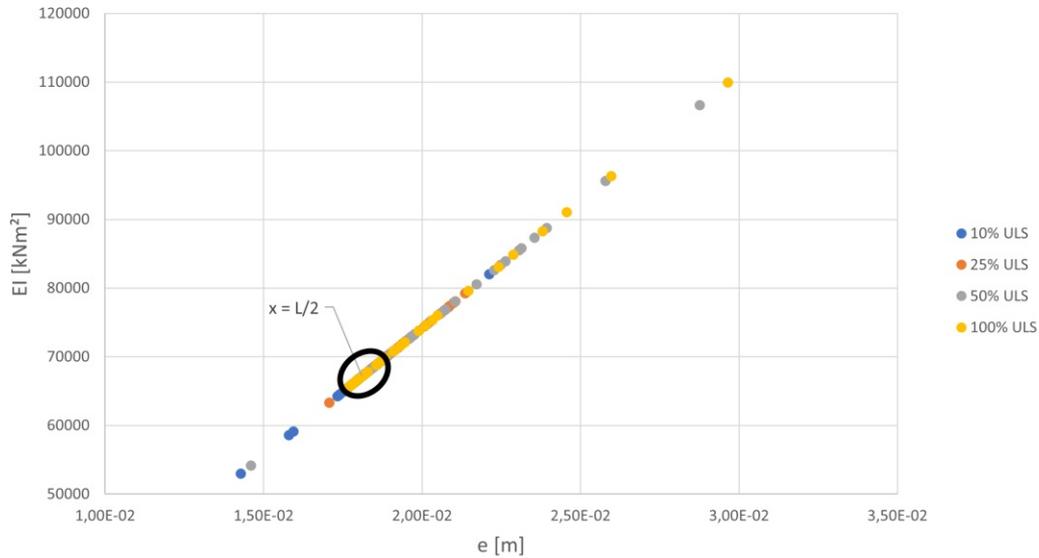


Abb. 6.23: Einfluss vom Verhältnis e auf die Biegesteifigkeit $EI(x)$ - Einwirkungs niveau $0,10 \cdot ULS$; $0,25 \cdot ULS$; $0,50 \cdot ULS$ und $1,00 \cdot ULS$

Für die gemittelte Momentenlinie werden die selben Untersuchungen durchgeführt. Diese sind in den nachfolgenden Abbildungen 6.24 bis 6.27 dargestellt. Die x - und y -Achsen der Diagramme bleiben unverändert, um eine bessere Vergleichbarkeit mit den Ergebnisse der punktweise ausgewerteten Momentenlinie zu ermöglichen. Dadurch ist erkennbar, dass die Biegesteifigkeit $EI(x)$ bei der Berechnung mit der gemittelten Momentenlinie viel geringer schwankt (siehe Abbildung 6.24 und 6.25). Dies war zu erwarten, da die Funktion der Momentenlinie eine quadratische Parabel ist. In der Nähe der Feldmitte kommt es dennoch zu einer deutlichen Verringerung der Biegesteifigkeit $EI(x)$. Dies ist darauf zurückzuführen, da es in diesem Bereich vermehrt Ausreißer bei der Auswertung der Momente aus dem *ABAQUS*-Modell gibt und daher oft keine perfekt abflachende Funktion für das Biegemoment gefunden werden kann.

Die Funktion für die Momentenlinie ist jedoch primär für eine gemittelte Berechnung der Biegesteifigkeit EI über die gesamte Plattenlänge gedacht. Es ist nicht zielführend einzelne Ausreißer für die Berechnung der Biegesteifigkeit EI heranzuziehen. Aus diesem Grund wird in Kapitel 6.3 ein gemittelter Wert über die gesamte Länge berechnet.

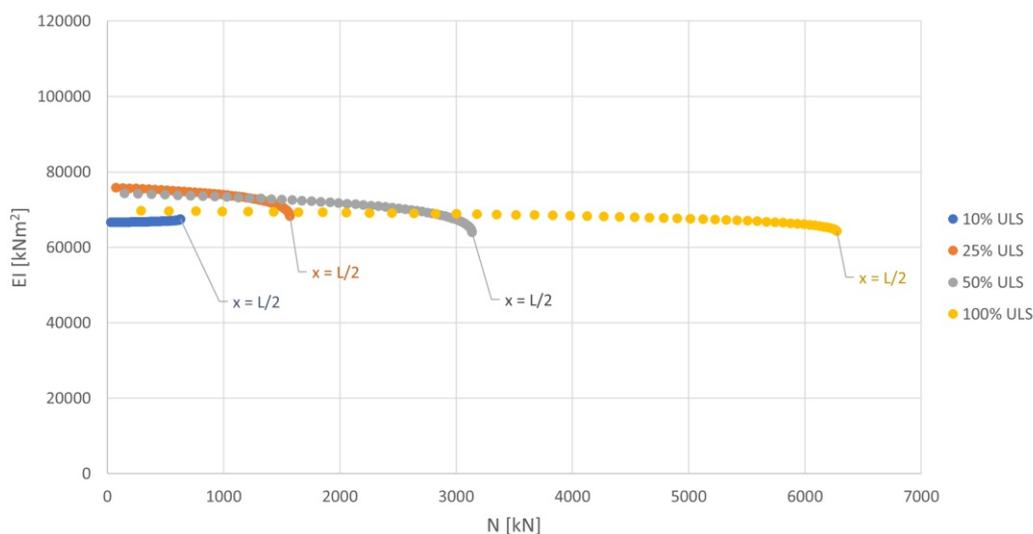


Abb. 6.24: Biegesteifigkeit $EI(x)$ in Abhängigkeit von der Normalkraft $N(x)$ (bei Verwendung der gemittelten Momentenlinie) - Einwirkungs niveau 0, 10 · ULS; 0, 25 · ULS; 0, 50 · ULS und 1, 00 · ULS

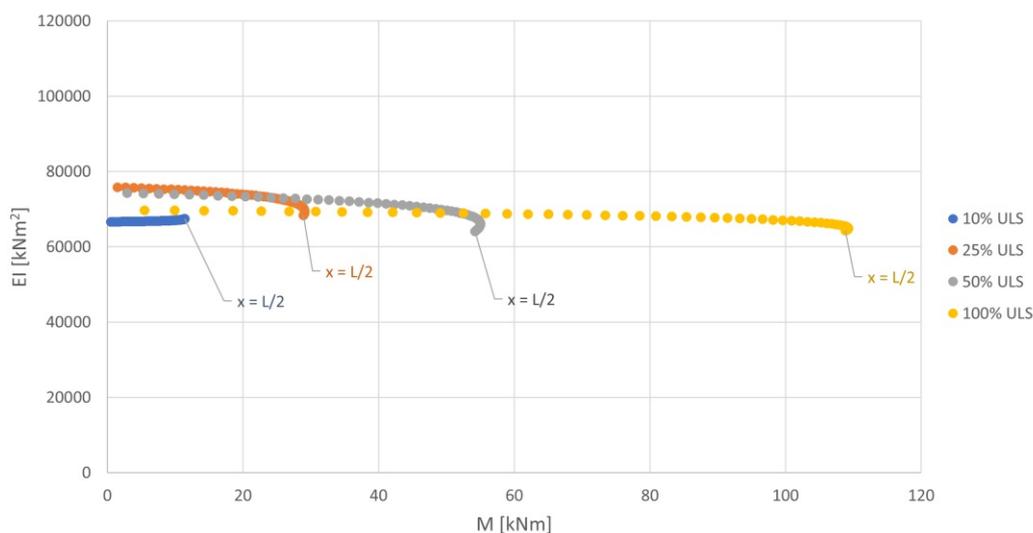


Abb. 6.25: Biegesteifigkeit $EI(x)$ in Abhängigkeit von dem Moment $M(x)$ (bei Verwendung der gemittelten Momentenlinie) - Einwirkungs niveau 0, 10 · ULS; 0, 25 · ULS; 0, 50 · ULS und 1, 00 · ULS

Das M/N -Verhältnis ist über die gesamte Länge annähernd konstant. Nur im Bereich der Feldmitte ist ein leichtes Abfallen des Verhältnisses zu erkennen. Dies ist wiederum auf das fallende Biegemoment zurückzuführen (siehe Abbildung A.10 bis A.12). Lediglich bei 10% des ULS-Einwirkungs niveaus ist dieser Effekt nicht zu sehen.

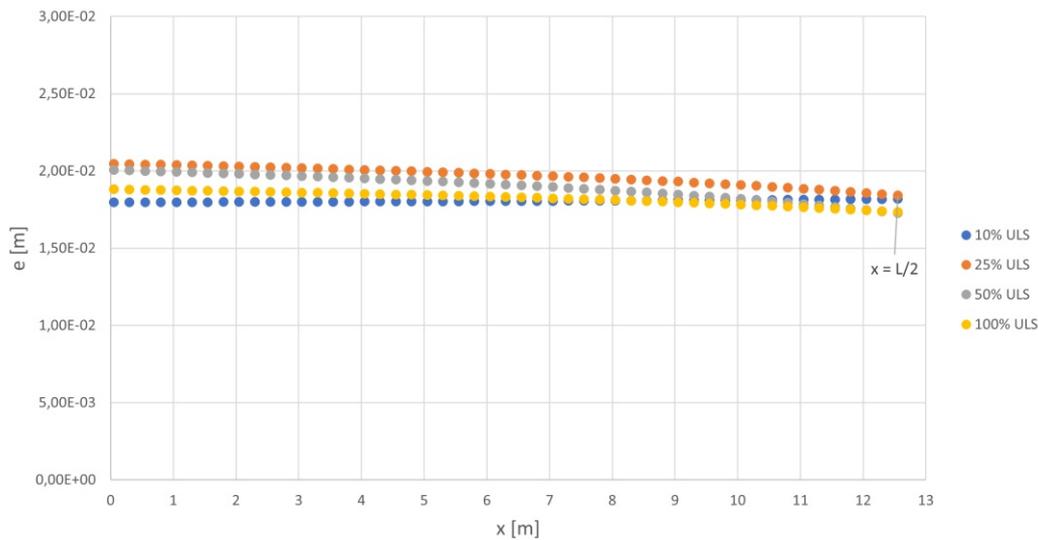


Abb. 6.26: Verhältnis e zwischen Moment $M(x)$ und Normalkraft $N(x)$ entlang der Plattenachse (bei Verwendung der gemittelten Momentenlinie) - Einwirkungs-niveau $0, 10 \cdot ULS$; $0, 25 \cdot ULS$; $0, 50 \cdot ULS$ und $1, 00 \cdot ULS$

Aufgrund des annähernd konstanten Verlaufs von e , liegen die Werte für die Biegesteifigkeit in Abbildung 6.27 sehr dicht aneinander. Der Bereich in dem die Werte für die Stelle $x = L/2$ liegen, ist wieder mit einem schwarzem Kreis gekennzeichnet. Diese Werte liegen weiter auseinander als bei der Berechnung mit den stellenweise ausgewerteten Biegemomenten. Dies ist ebenfalls in Abbildung 6.14 bis 6.17, in denen die Werte für die Stelle $x = 12,55 m$ angegeben sind, ersichtlich.

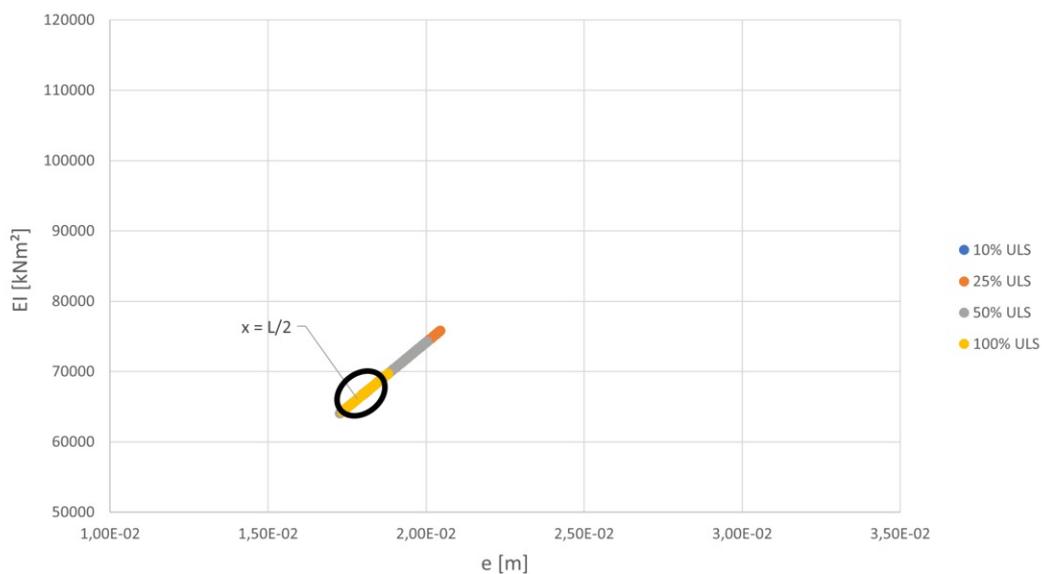


Abb. 6.27: Einfluss vom Verhältnis e auf die Biegesteifigkeit $EI(x)$ (bei Verwendung der gemittelten Momentenlinie) - Einwirkungs-niveau $0, 10 \cdot ULS$; $0, 25 \cdot ULS$; $0, 50 \cdot ULS$ und $1, 00 \cdot ULS$

Kapitel 7

Erkenntnisse und Diskussion konstruktiver Details

7.1 Erkenntnisse der Untersuchungen zur Längstragwirkung

Durch die FE-Untersuchungen wird nochmals verdeutlicht, dass es bei der vorwiegend auf Zug beanspruchten SCSC-Platte unweigerlich zu Rissen im Beton kommt, wenn die einzelnen Betonkammern miteinander verbunden sind. Das bedeutet, dass sich der Beton bis zum Auftreten von Rissen somit an der Längstragwirkung beteiligt. Das Verhältnis der Elastizitätsmodule für die verwendete Stahl- und Betongüte liegt bei 5,97. Dem gegenüber steht ein Verhältnis bei den aufnehmbaren Zugspannungen von 101,17. Dadurch wird ersichtlich, dass der aufgebrachte Dehnungszustand zu Rissen im Beton oder einem Schlupf zwischen Betonkern und Dübelleiste führen muss. Die Löcher in den Dübelleisten bilden nicht nur die Betondübel im Endzustand, sondern bringen auch Vorteile bei dem Betoniervorgang mit sich. Es gibt verschiedene Lösungsansätze, die unterschiedliche Vor- und Nachteile mit sich bringen. Es muss entschieden werden, ob auf die Vorteile bei der Herstellung verzichtet wird und die Betonkammern voneinander getrennt werden, eine Längsbewehrung zum Einsatz kommt und somit die Risse im Beton entlang dieser Bewehrung verteilt werden oder ob an gewissen Stellen ein Reißen des Betons bewusst zugelassen wird. In Kapitel 7.2 wird auf diese drei Alternativen genauer eingegangen.

7.2 Diskussion konstruktiver Details

Die drei vorgestellten Alternativen für die Ausführung der SCSC-Platte lauten wie folgt:

- Entkoppelung der Betonkerne
- Längsbewehrung
- Sollrissstellen in dem Betonkern

Das Ziel dieser Varianten ist es, die Einflüsse der Längstragrichtung auf die Quertragrichtung der Trogbrücke möglichst zu minimieren. Dazu müssen weitere Untersuchungen an der SCSC-Platte in Quertragrichtung mit Interaktion der Zugkräfte aus der Längstragrichtung durchgeführt werden.

7.2.1 Entkoppelung der Betonkerne

Bei dieser Variante werden nicht alle Betonkerne verbunden ausgeführt. Dies führt, wie bereits erwähnt dazu, dass sich der Beton der Längstragwirkung entzieht. Jedoch bringt dies auch erhebliche Nachteile bei der Herstellung mit sich, da nicht alle Kammern von einer einzigen Stelle aus befüllt werden können. Die Variante 4 stellt solch eine Ausführungsform dar. In diesem

Fall wird jede zweite Dübelleiste ohne Löcher ausgeführt und der Betonkern unterbrochen. Bei alleiniger Betrachtung der Längstragrichtung überschreiten die Spannungen im Beton nicht die Zugfestigkeit und die Betonkerne bleiben somit unbeschädigt. Das Deck- und Bodenblech hingegen sind auf Zug beansprucht und erfahren eine Dehnung. Diese Dehnungsdifferenz macht sich anhand des Schlupfes s , der zwischen Betonkern und glatter Seite der Dübelleiste entsteht, ersichtlich (siehe Abbildung 7.1).

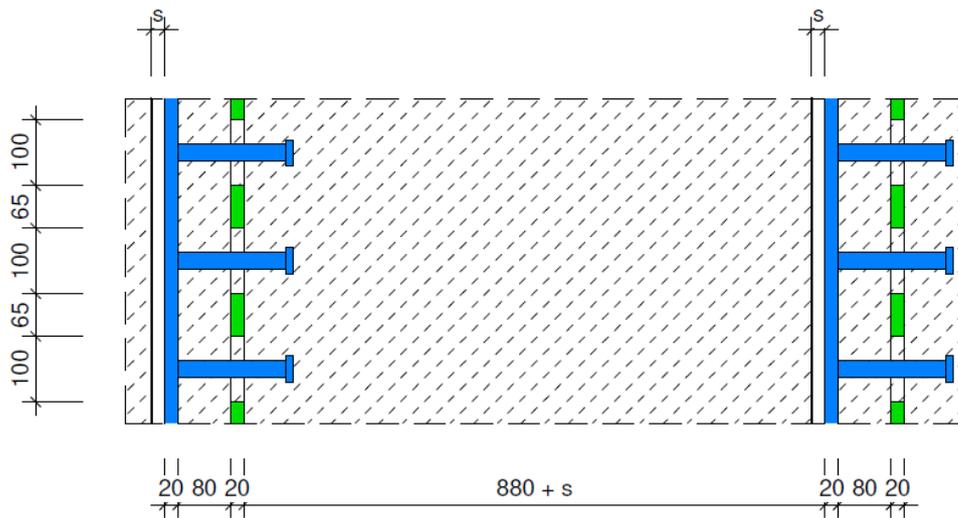


Abb. 7.1: Variante 4 mit Darstellung des Schlupfes im verformten Zustand (Draufsicht - Schnittebene $h/2$)

Alternativ könnten bei Variante 4 bei der durchgehenden Dübelleiste einzelne Kopfbolzen durch Dübelleistenlöcher ersetzt werden, so dass mehrere Kammern auf einmal betoniert werden können. Diese vereinzelteten Betondübel würden geringer Zugbelastung versagen und müssten somit als Sollrisstellen hingenommen werden. Die Lage der Aussparungen müsste im Zuge der Untersuchungen in Quertragrichtung bestimmt werden.

7.2.2 Längsbewehrung

Wie bereits in Kapitel 5 und 6.3 gezeigt, ist durch die Anordnung einer Bewehrung eine Verbesserung der Längstragwirkung möglich. Speziell bei den Varianten mit den Einzelstäben an der Unterseite der Löcher der Dübelleisten, kann die Biegesteifigkeit in Längsrichtung wesentlich gesteigert werden. Der Grund dafür ist, dass durch die Bewehrung die einzelnen Betonkerne auch nach dem Betonversagen zusammengehalten werden und somit als ein Betonkörper wirken. Jedoch weist die Variante mit der Bewehrung auch Nachteile auf. Das Einbringen der Bewehrung ist mit einem großen Aufwand verbunden. Zusätzlich dazu wird durch die Bewehrung das Befüllen der Kammern mit Beton erheblich erschwert. In einem Betonschritt können nur wenige Kammern gleichzeitig mit Beton verfüllt werden.

Zusätzlich ist noch zu untersuchen, ob sich die Druckdiagonalen für die Lastabtragung in Querrichtung ausbilden können. Beim ULS-Lastniveau haben auch bei diesen Varianten die Betondübel versagt und es bleibt somit nur mehr der Stahlquerschnitt der Bewehrung über, um diese Kräfte aufzunehmen. Dies könnte ein Problem für die Quertragwirkung darstellen und muss genauer untersucht werden.

7.2.3 Sollrissstellen im Betonkern

Die unbewehrte SCSC-Platte stellt die ursprüngliche und bautechnisch einfachste Variante dar. Jedoch kommt es aufgrund der Längstragwirkung zu einem sehr frühen und abrupten Reißen der Betondübel. Auch trotz einer FE-Untersuchung kann nicht genau gesagt werden, wo der Riss im Betondübel auftritt und wie groß die verbliebene Schubtragfähigkeit eines gerissenen Betondübels ist. Aus diesem Grund werden drei Varianten vorgestellt bei denen sich die horizontalen Druckdiagonalen auch trotz gerissenen Betondübeln einstellen können (siehe Abbildung 7.2 bis 7.5). Es handelt sich hierbei rein um konstruktive Überlegungen. FE-Untersuchungen wurden keine durchgeführt.

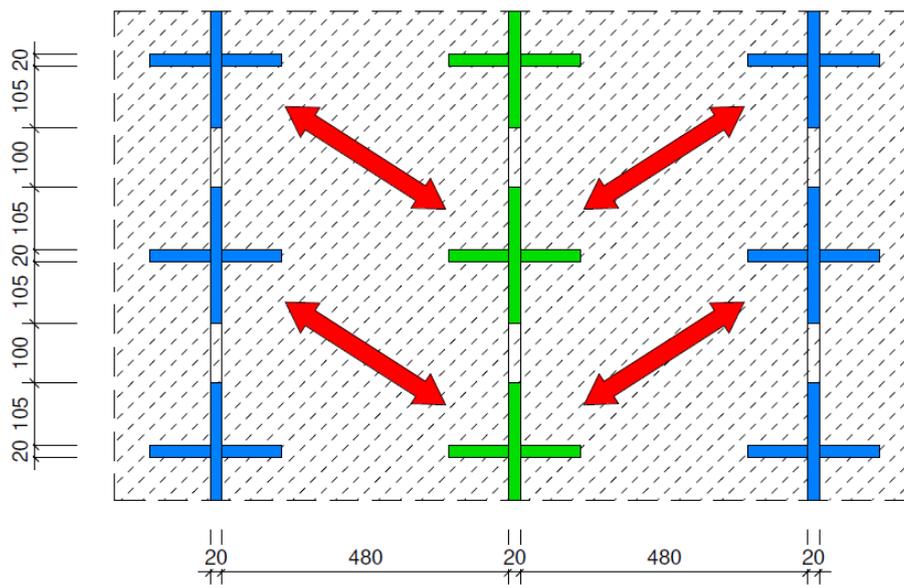


Abb. 7.2: Variante mit angeschweißten Blechen bzw. Querdübeln (Draufsicht - Schnittebene $h/2$)

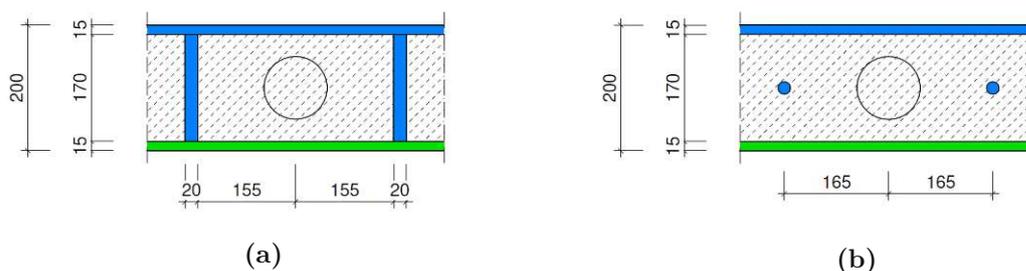


Abb. 7.3: Querschnitt für die Variante mit (a) angeschweißten Blechen; (b) Querbolzen

Der Grundgedanke hinter diesen drei Varianten besteht darin, eine nicht glatte Ebene zwischen Dübelleiste und Beton herzustellen. Somit können sich die Beton-Druckdiagonalen auch bei gerissenen Betondübeln abstützen. Es ist davon auszugehen, dass die Betondübel zwar auch in gerissenem Zustand eine gewisse Restschubtragfähigkeit besitzen, jedoch kann diese zum derzeitigen Stand nicht mit ausreichender Genauigkeit vorhergesagt werden. Ein Nachteil der in diesem Kapitel vorgestellten Varianten ist der Mehraufwand bei der Herstellung und die zusätzlichen Kosten durch die hohe Anzahl an Schweißnähten.

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde die Längstragwirkung einer SCSC-Platte als Untergurt einer Trogbrücke untersucht. Die zuvor durchgeführten Forschungen bezogen sich hauptsächlich auf die Quertragwirkung der SCSC-Platte. Da die Längstragwirkung jedoch auch einen Einfluss auf die Quertragwirkung hat, ist es von großer Bedeutung, diese genauer zu untersuchen.

Zuerst musste ein geeignetes Ersatzmodell gefunden werden, das die SCSC-Platte in Längsrichtung gut abbildet. Der Berechnungsaufwand sollte dabei jedoch so gering wie möglich gehalten werden. Dafür wurde ein Einheitselement in Querrichtung gewählt, das die geringstmögliche Breite aufweist. In Längsrichtung konnte die Symmetrieachse in Feldmitte ausgenutzt werden, damit nur die halbe Brücke modelliert werden musste. Kürzere Abschnitte waren nicht möglich, da die Randbedingungen des herausgeschnittenen Plattenstreifens nicht genau genug nachgebildet werden konnten. Dafür sind noch weitere Untersuchungen in dem Programm *Dlubal RFEM* [6] notwendig, um genauere Randschnittgrößen zu erhalten. Der Berechnungsaufwand des gewählten Ersatzmodells hielt sich jedoch in Grenzen und konnte somit beibehalten werden.

Insgesamt wurden 8 Varianten der SCSC-Platte untersucht. Diese unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Dübelleistenabstände und das Vorhandensein von Bewehrung oder Kopfbolzendübel. Die Berechnung der Varianten erfolgte im Finite-Elemente Programm *ABAQUS/CAE* [3].

Die Betonschädigungen *DamageT* und *DamageC* stellen eine wesentliche Größe dar, um die Längstragwirkung zu untersuchen. Diese beiden Schädigungsparameter sagen aus, ob es zum Zug- oder Druckversagen des Betons kommt. Da die SCSC-Platte als Untergurt einer Trogbrücke, die als Einfeldträger ausgeführt wird, dient, sind über den gesamten Plattenquerschnitt Zugspannungen vorhanden. Da der Beton im Bereich der Dübelleisten einen sehr kleinen Querschnitt aufweist, bilden sich dort große Spannungskonzentrationen aus. Dadurch kommt es in diesen Bereichen bei den meisten Varianten bereits bei geringem Einwirkungslevel zum Versagen. In der Feldmitte herrschen die größten Zugspannungen und somit kommt es hier als erstes zum Betonversagen. Die Risse pflanzen sich dann kontinuierlich in Richtung des Auflagers fort. Durch die Anordnung von Bewehrung kann das Versagen verzögert werden. Beim ULS-Lastniveau ist jedoch bei den meisten Betondübeln im Bereich der Feldmitte das Versagen bereits eingetreten. Bei den Varianten mit den Einzelstäben kann zusätzlich noch ein beginnendes Druckversagen um den Einzelstab festgestellt werden, das durch die Lasteinleitung vom Stahl in den Beton induziert wird.

Desweiteren wurden anhand dieser Berechnungen die Biegesteifigkeit der einzelnen Varianten abgeschätzt. Dabei ist festzustellen, dass bei den unbewehrten Varianten annähernd die Biegesteifigkeit eines Zweipunktquerschnittes vorhanden ist. Durch das Einfügen eines Bewehrungskorbes konnte bei geringen Lasten die Biegesteifigkeit gesteigert werden. Bei höheren Lasten kommt es jedoch zu einem Abfall in etwa auf das Niveau der unbewehrten Varianten. Dafür ist der Beginn der Biegerissbildung in der Mitte der Betonkerne verantwortlich. Bei den beiden Varianten mit dem Einzelstab konnten die größten Werte für die Biegesteifigkeit in Längsrichtung erhalten werden. Sowohl bei einem geringen Einwirkungslevel, als auch beim ULS-Einwirkungslevel

wurden wesentlich höhere Werte für die Biegesteifigkeit erreicht. Dabei konnte sehr schön der *Tension Stiffening Effect*, speziell bei einem geringeren Lastniveau, festgestellt werden. Dieser ist auch für die guten Ergebnisse bei den Varianten mit den Einzelstäben verantwortlich. Bei der Variante 3 mit den Kopfbolzendübel wurden ähnliche Werte wie bei den Varianten mit dem Bewehrungskorb erhalten. Bei der Variante 4 ist kein zusammenhängender Betonkörper vorhanden. Dadurch kam es auch zu keinem Betonversagen und dementsprechend zu einem konstanten Biegesteifigkeitsverlauf, mit Werten die etwas größer als jene eines Zweipunktquerschnittes sind.

Insgesamt wurden die besten Werte bei der Variante 2c erhalten. Dabei wurde der Dübelleistenabstand auf ein Raster von $900/100\text{ mm}$ geändert und zusätzlich wurde ein Einzelstab mit einem Durchmesser von 20 mm an der Unterseite der Dübelleistenlöcher angeordnet. Es ist jedoch anzumerken, dass die Längstragwirkung der SCSC-Platte in der Trogbrücke nur eine untergeordnete Rolle spielt. Somit stellt die Biegesteifigkeit in Längsrichtung nur ein Kriterium für die Wahl der Konstruktion dar. Es ist im Wesentlichen darauf zu achten, dass der Tragmechanismus in Querrichtung auch beim ULS-Lastniveau erhalten bleibt.

Am Ende der Arbeit wurden noch die Erkenntnisse der Untersuchungen angeführt und konstruktive Details der SCSC-Platte diskutiert. Dabei wurde auf drei Alternativen für die Ausführung der SCSC-Platte genauer eingegangen.

8.2 Ausblick

Diese Arbeit allein genügt noch nicht, um die gesamte Längstragwirkung der SCSC-Platte zu verstehen. Die Biegesteifigkeiten, die in dieser Arbeit berechnet wurden, stellen nur eine Abschätzung dar. Es wäre notwendig, die Ergebnisse des *ABAQUS*-Modells an die des *3D-RFEM*-Modells anzunähern und somit die Biegesteifigkeit der SCSC-Platte iterativ zu ermitteln. Dafür muss jedoch noch untersucht werden, wie man die Sandwichplattenkonstruktion realitätsnah in dem Programm *Dlubal RFEM* [6] abbildet. Speziell die Verbindung des Deckblechs mit dem Bodenblech stellt dabei eine wichtige Rolle dar. Diese Forschungen wurden parallel zu dieser Arbeit durchgeführt, jedoch noch nicht fertiggestellt. Des Weiteren konnte mit diesen Modellen nicht die Schubtragfähigkeit untersucht werden. Der Grund dafür ist, dass keine Querbelastung sondern eine eingeprägte Verformung aufgebracht wurde. Somit sind nur sehr geringe Querkräfte im System enthalten, die nicht für solche Untersuchungen herangezogen werden können.

Literatur

- [1] A. Casanova, L. Jason und L. Davanne. „Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures“. In: *Engineering Structures* 39 (2012), S. 66–78.
- [2] Euro-International Committee for Concrete. *CEB-FIP Model Code 1990*. London: T. Telford, 1993.
- [3] Dassault Systèmes Simulia Corporation. *Abaqus 2019*. 2019.
- [4] R. Eligehausen, E.P. Popv und V.V. Bertero. „Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations“. In: *Report No. UCB/EERC 83* (1983), S. 69–80.
- [5] Y. Gan. „Bond stress and slip modeling in non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures“. Master Thesis. University of Toronto, 2000.
- [6] Dlubal Software GmbH. *RFEM*. Version 5.25. 2020.
- [7] Dlubal Software GmbH. *RFEM 5 - User Manual*. 2020.
- [8] J. Henriques, L.S. da Silva und I.B. Valente. „Numerical modeling of composite beam to reinforced concrete wall joints“. In: *Engineering Structures* 52 (2013), S. 747–761.
- [9] P. Herrmann. „Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung einer neuartigen Sandwich-Verbundplatte (SCSC-Platte) als Fahrbahndeck für Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2013.
- [10] M. Al-Huri u. a. „Numerical Investigation of RC Beam Strengthened with UHPFRC Layers Usind Cohesive Surface Bonding Method“. In: *SMAR 2019 - Fifth Conference on Smart Monitoring Assessment and Rehabilitation of Civil Structures*. Potsdam, Germany, 2019.
- [11] Fink J. *Skriptum zur Vorlesung Stahlbau 2 (Stahl- und Verbundhochbau)*. Institut für Tragkonstruktionen-Stahlbau, Fakultät für Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Wien, 2019.
- [12] L. Jendele und J. Cervenka. „Finite element modelling of reinforcement with bond“. In: *Computers and Structures* 84 (2006), S. 1780–1791.
- [13] L. Juen. „Analyse des Ermüdungsverhaltens von Kronendübeln als alternative Schubverbinder“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2013.
- [14] A.N. Kallias und M.I. Rafiq. „Finite element investigation of the structural response of corroded RC beams“. In: *Engineering Structures* 32 (2010), S. 2984–2994.
- [15] D. Lam und J. Qureshi. „Modelling headed shear stud in composite beams with profiled metal decking“. In: *International Workshop on Steel and Composite Structures*. Sydney, Australia, 2010.
- [16] S. Lorenz. „Ausgewählte Detailanalysen zur Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke“. Master Thesis. Technische Universität Wien, 2021.
- [17] *ÖNORM EN 1991-2:2012 03 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2012.

- [18] D. Camotim P. Natario N. Silvestre. „Web crippling failure using quasi-static FE models“. In: *Thin-Walled Structures* 84 (2014), S. 34–49.
- [19] B. Pichler und J. Eberhardsteiner. *Skriptum zur Vorlesung Baustatik 1*. Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen der TU Wien, 2016.
- [20] Walter Potucek u. a. *Stahlbetonbau - Teil 1: Grundlagen und Beispiele*. Wien: Mainz, 2012.
- [21] H. Sinaei u. a. „Evaluation of reinforced concrete beam behaviour using finite element analysis by ABAQUS“. In: *Scientific Research and Essays* 7 (2012).
- [22] M. Steurer und J. Fink. *Weiterführende Forschung zur neuartigen Sandwich Verbundplatte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken, SCSC-Platte - Ein Projekt im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF2012)*. Technische Universität Wien, 2017.
- [23] Dassault Systems. *Abaqus 6.14 Analysis User's Guide Volume III: Materials*. 2014.
- [24] Dassault Systems. *Abaqus 6.14 Analysis User's Guide Volume IV: Elements*. 2014.
- [25] Dassault Systems. *Abaqus 6.14: Abaqus/CAE User's Guide*. 2014.
- [26] P. Takács. Nicht veröffentlichtes Forschungsergebnis. Technische Universität Wien, 2021.
- [27] P. Takács. „Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2018.
- [28] T. Tryland, O.S. Hopperstad und M. Langseth. „Steel girders subjected to concentrated loading - Validation of numerical simulations“. In: *Journal Of Constructional Steel Research* 50 (1999), S. 199–216.
- [29] Z. Zhu u. a. „Mechanical performance of shear studs and application in steel concrete composite beams“. In: *Journal of central South University* 23 (2016).

Anhang A

A.1 Auswertung der Momentenverläufe aus ABAQUS

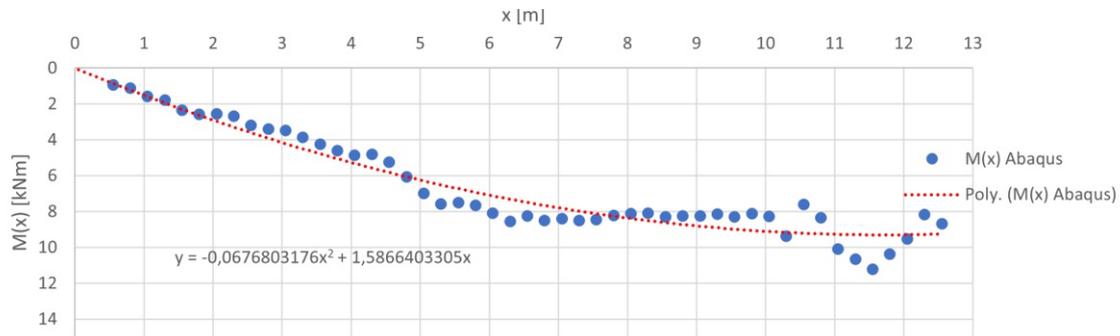


Abb. A.1: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1a bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

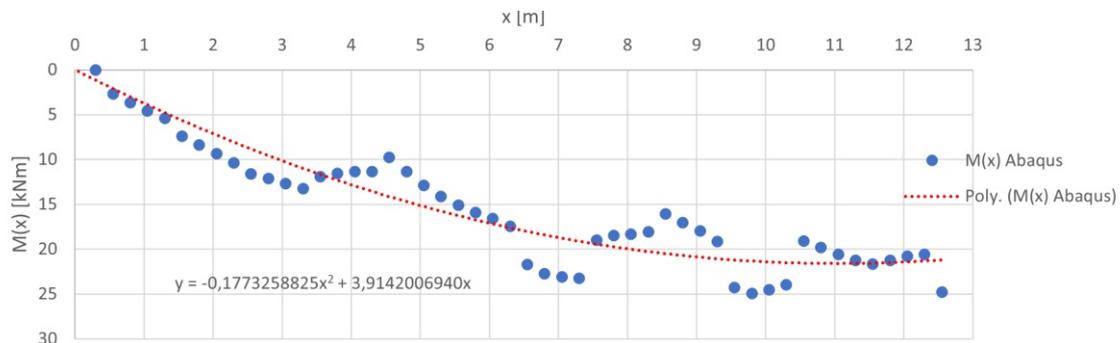


Abb. A.2: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1a bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

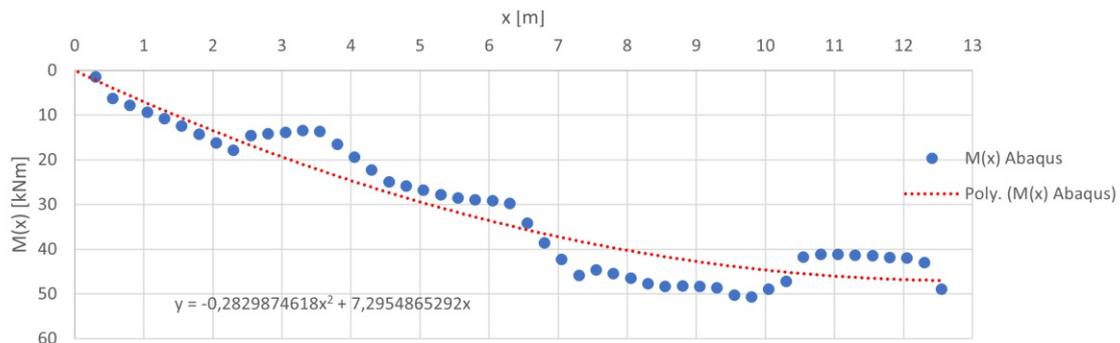


Abb. A.3: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1a bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

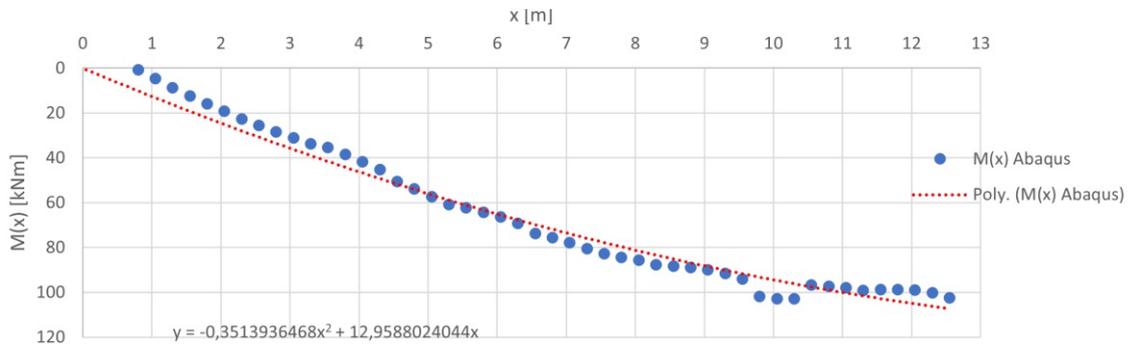


Abb. A.4: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1a bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

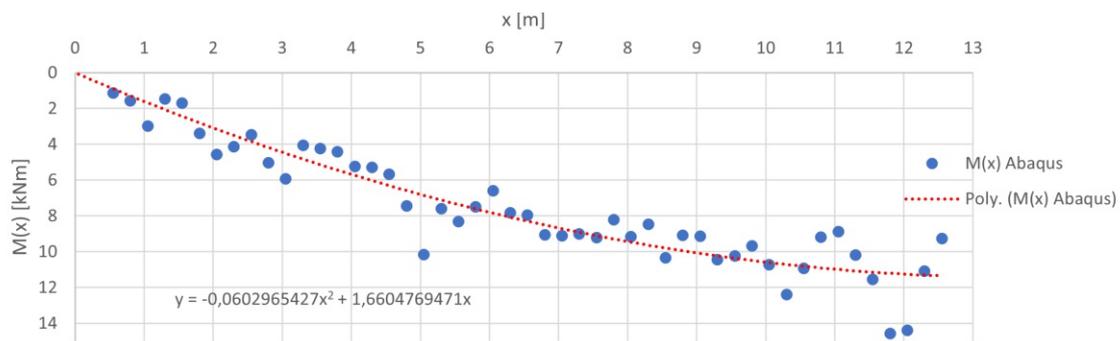


Abb. A.5: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1b bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

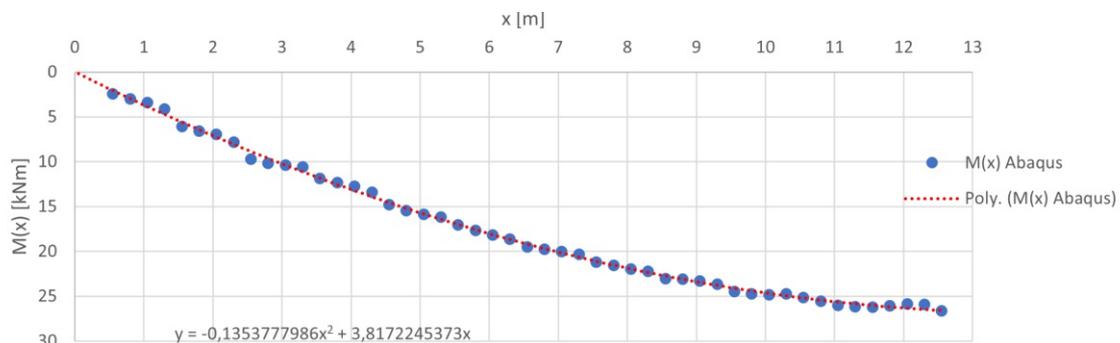


Abb. A.6: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1b bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

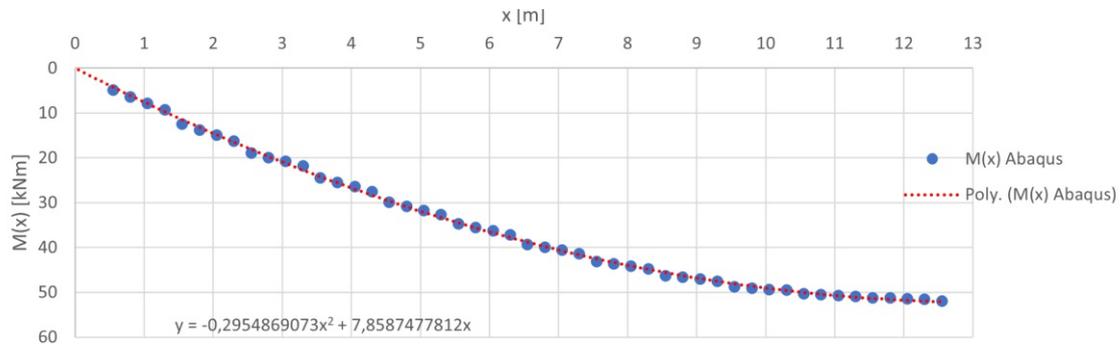


Abb. A.7: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1b bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

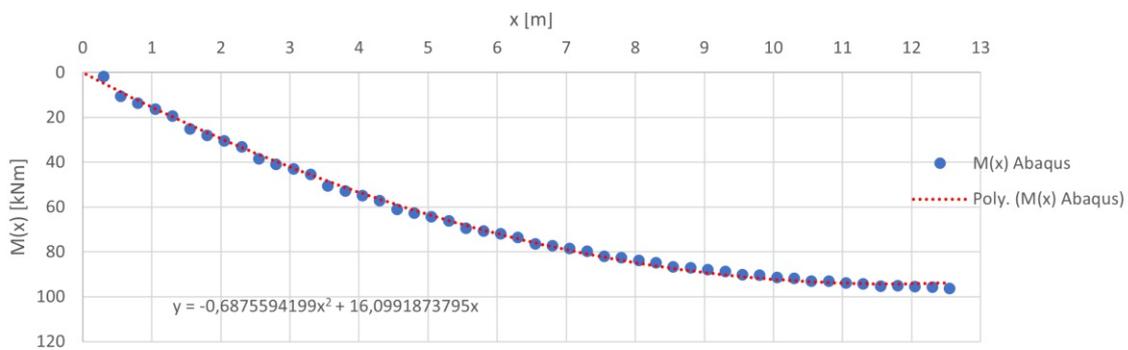


Abb. A.8: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1b bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

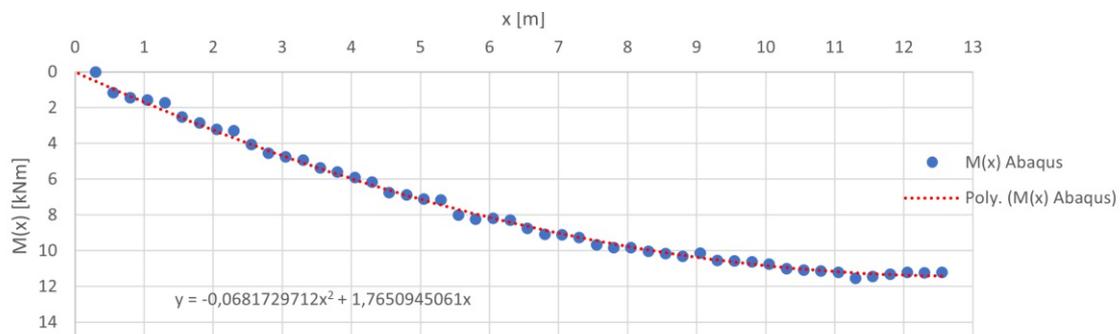


Abb. A.9: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1c bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

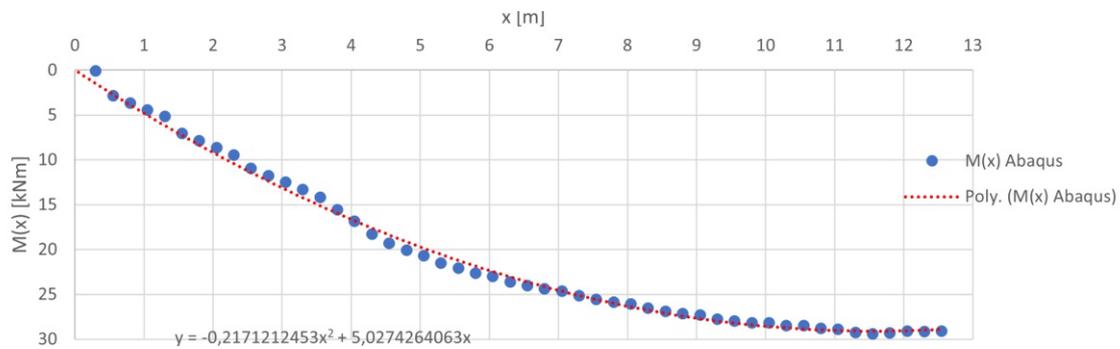


Abb. A.10: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1c bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

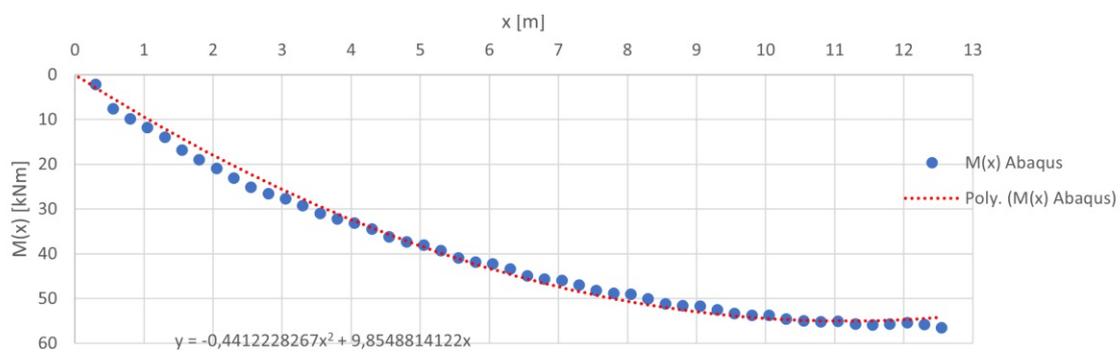


Abb. A.11: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1c bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

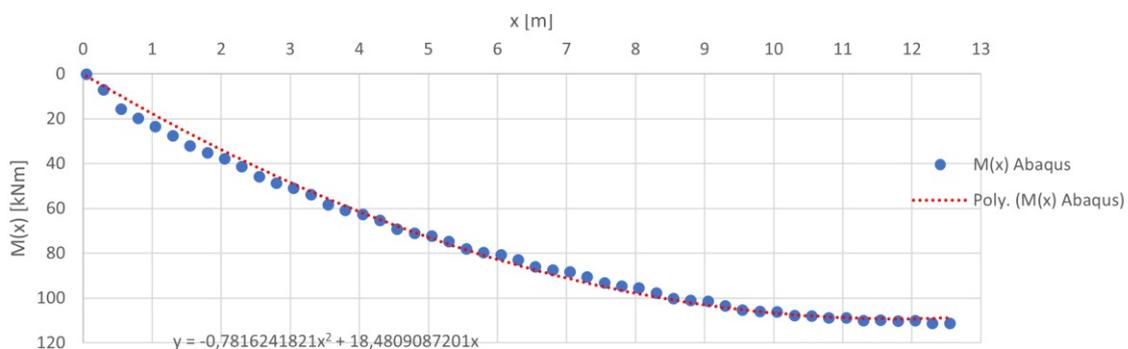


Abb. A.12: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 1c bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

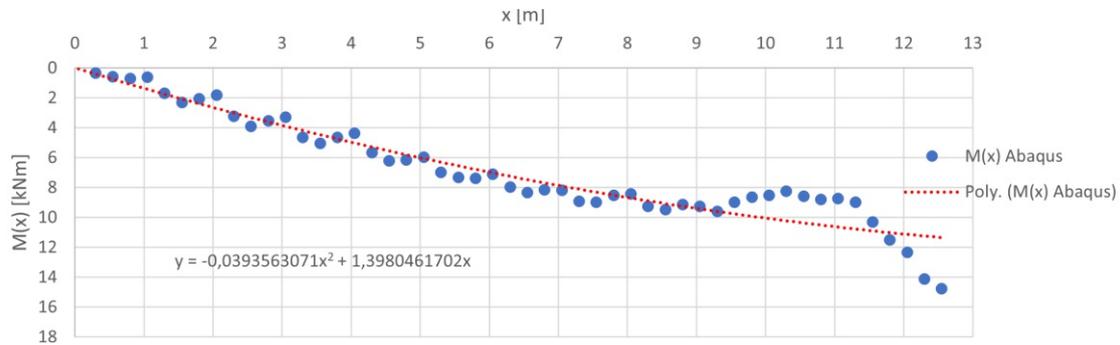


Abb. A.13: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2a bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

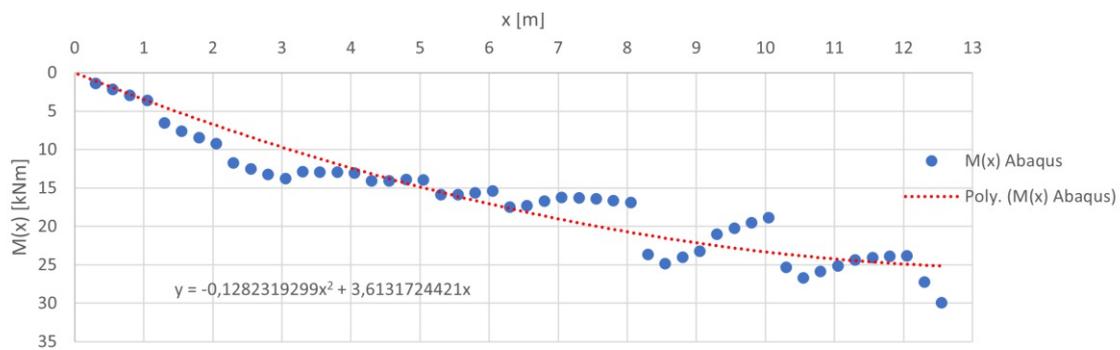


Abb. A.14: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2a bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

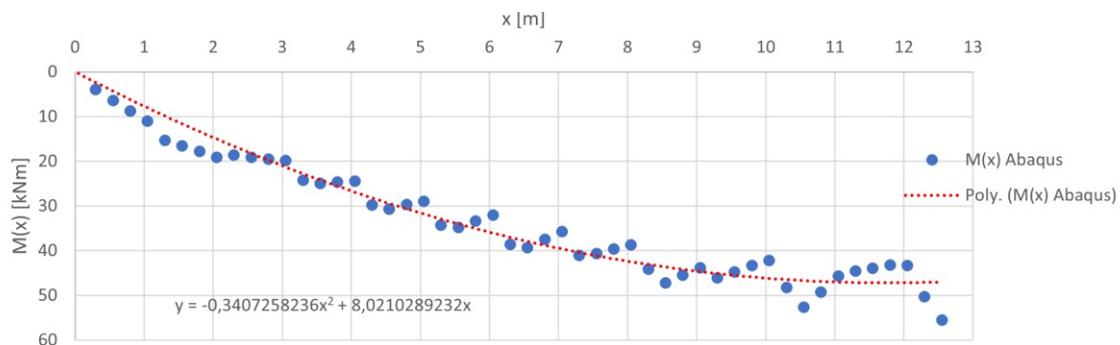


Abb. A.15: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2a bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

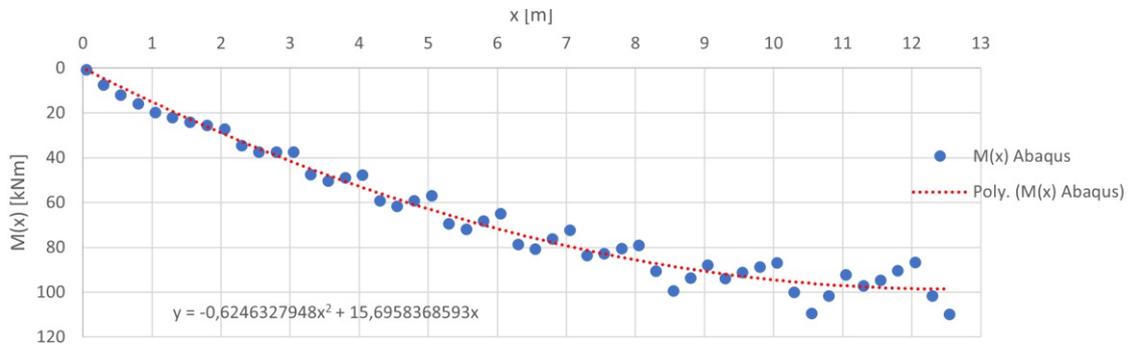


Abb. A.16: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2a bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

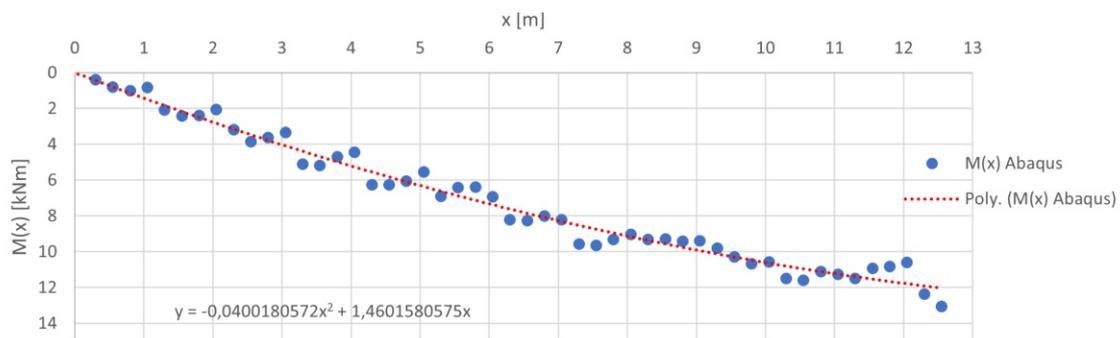


Abb. A.17: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2b bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

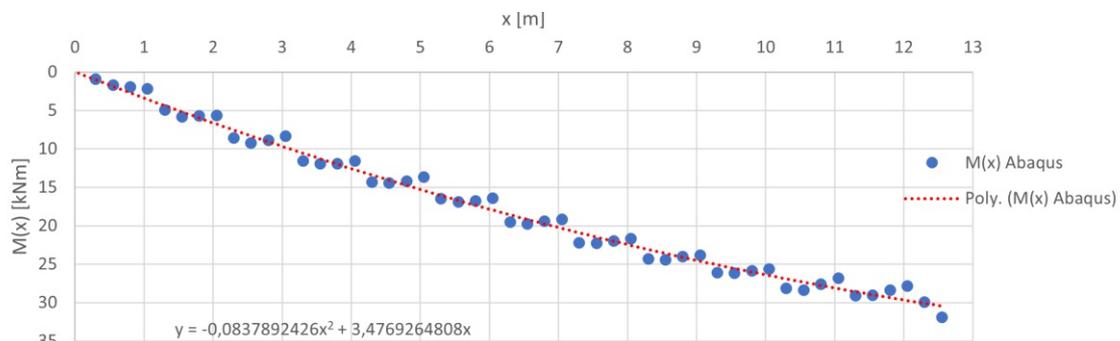


Abb. A.18: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2b bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

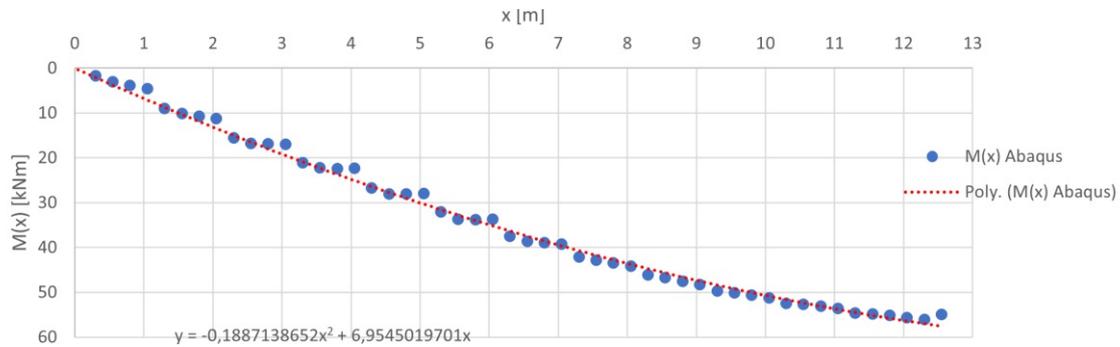


Abb. A.19: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2b bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

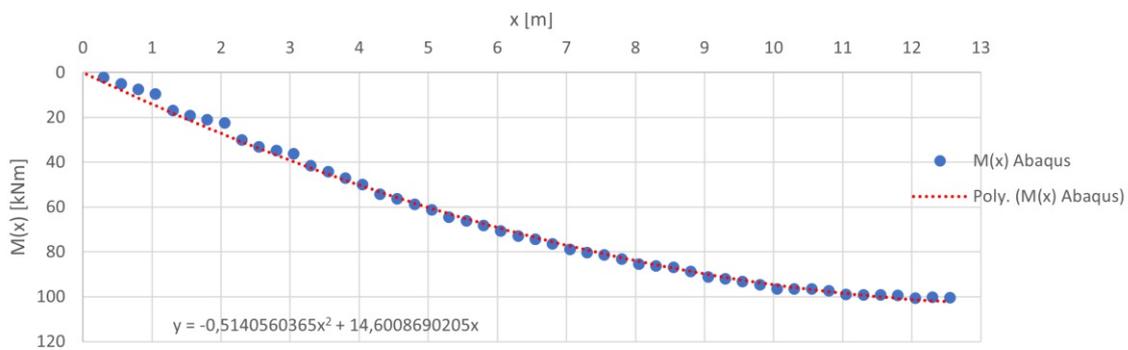


Abb. A.20: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2b bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

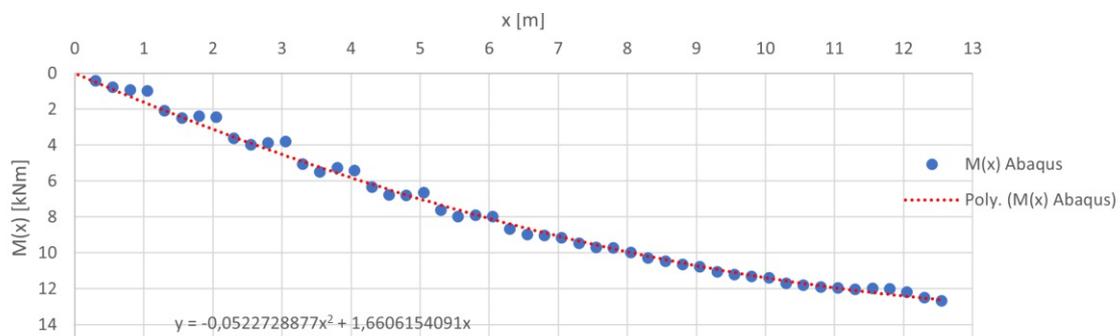


Abb. A.21: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2c bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

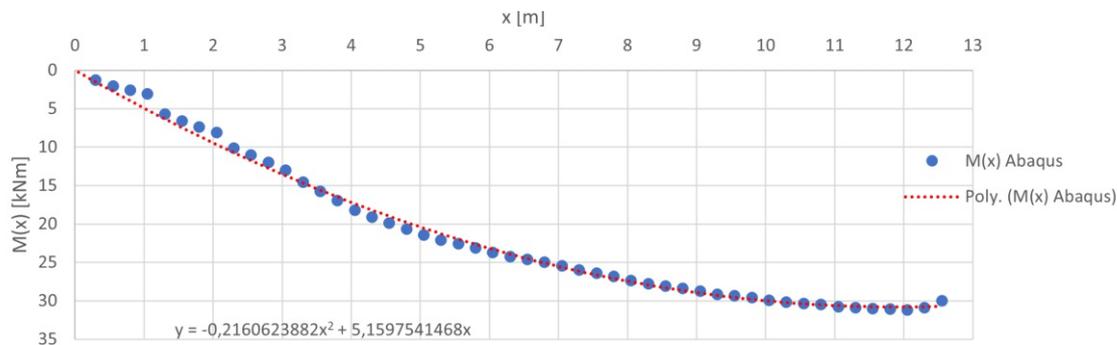


Abb. A.22: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2c bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

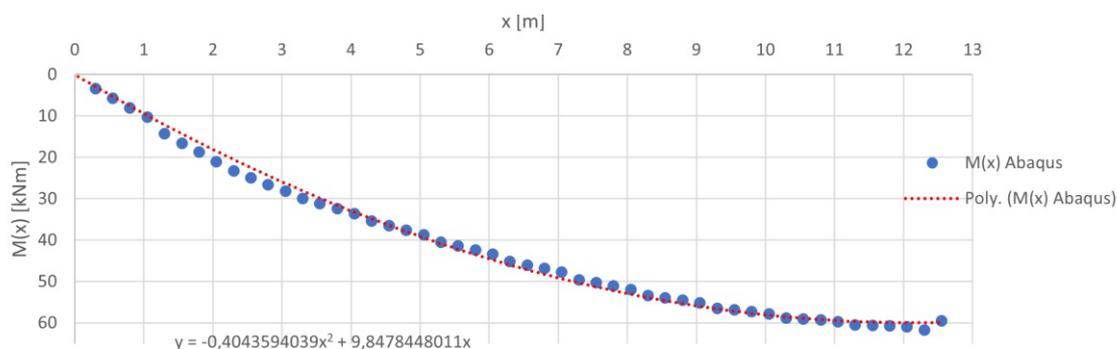


Abb. A.23: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2c bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

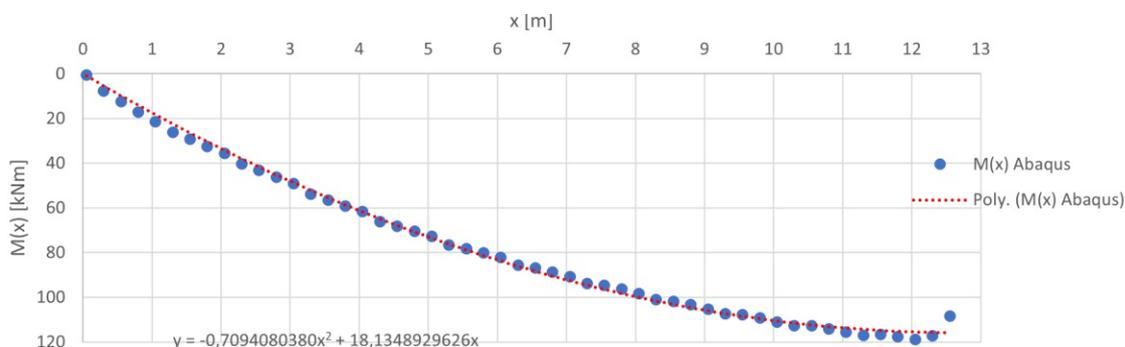


Abb. A.24: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 2c bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

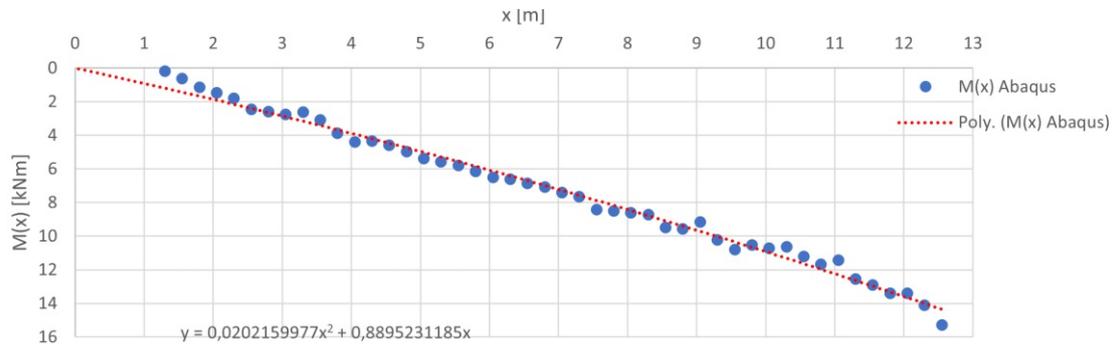


Abb. A.25: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 3 bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

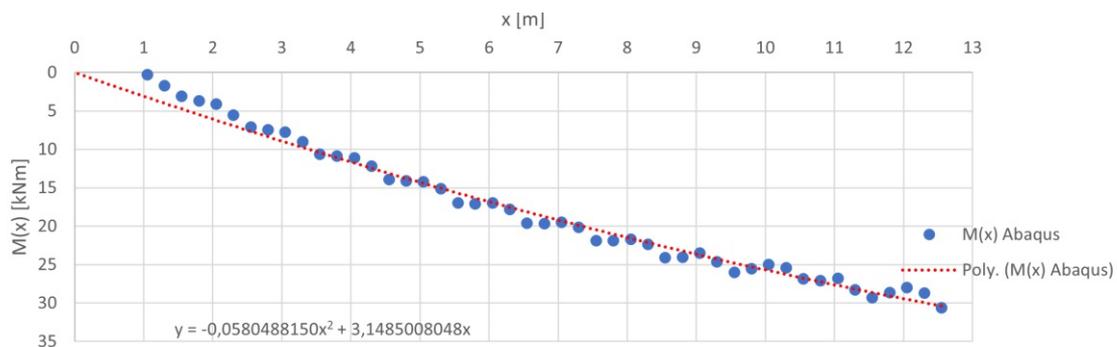


Abb. A.26: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 3 bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

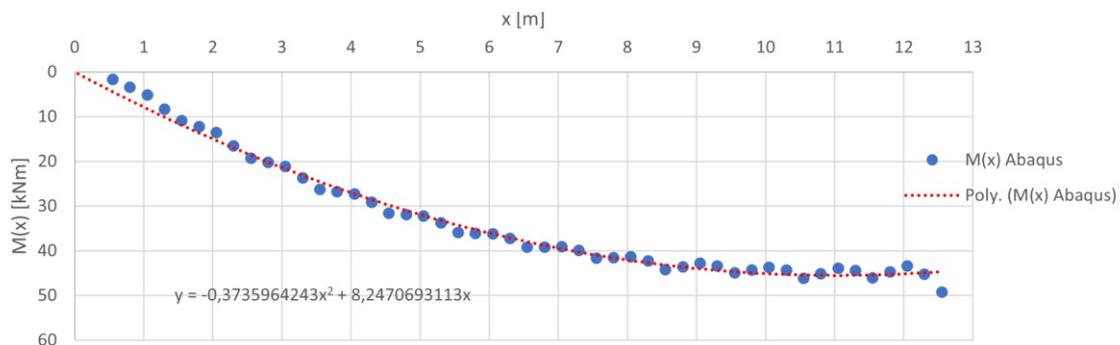


Abb. A.27: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 3 bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

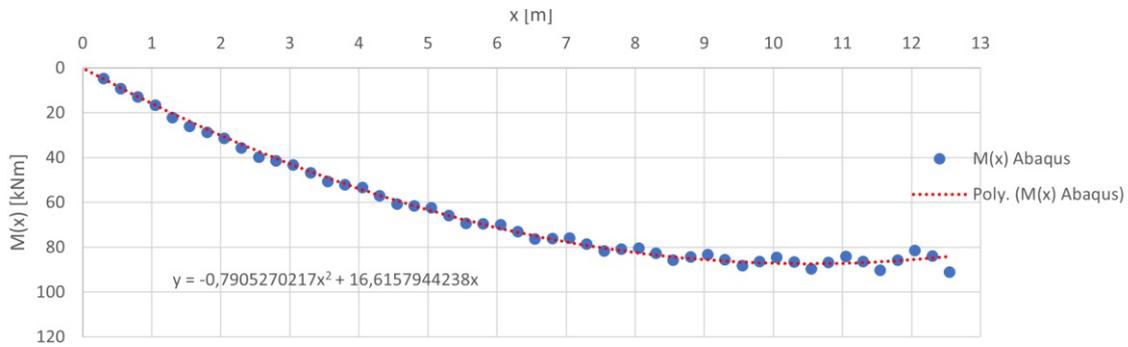


Abb. A.28: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 3 bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

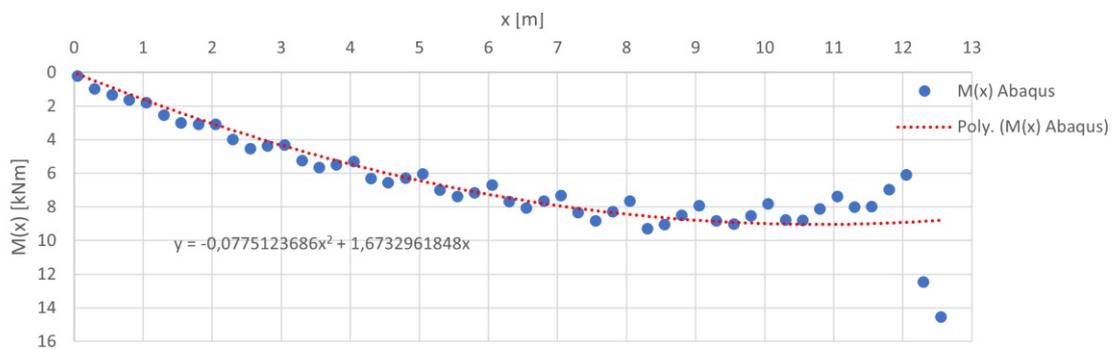


Abb. A.29: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 4 bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

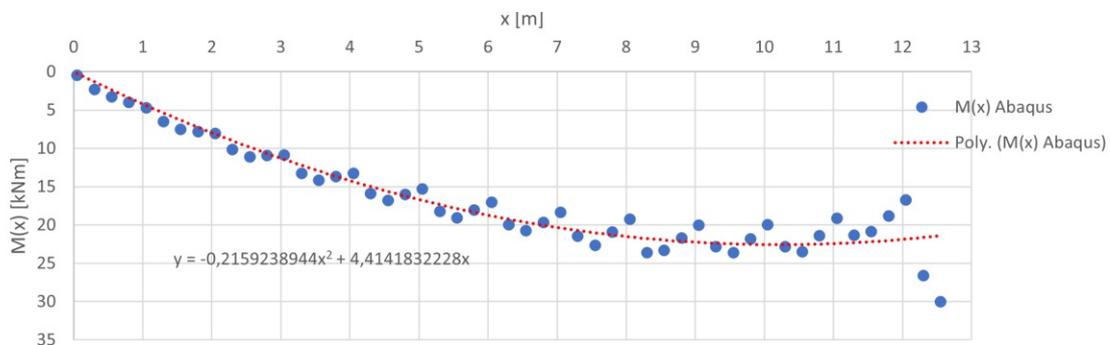


Abb. A.30: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 4 bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

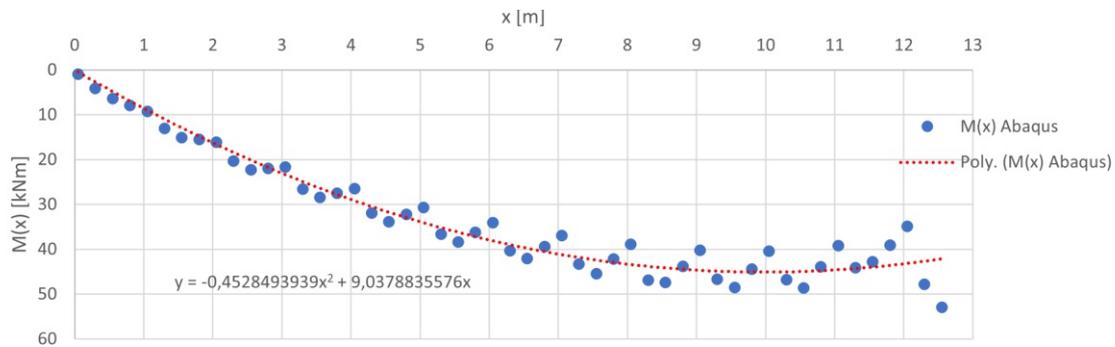


Abb. A.31: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 4 bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

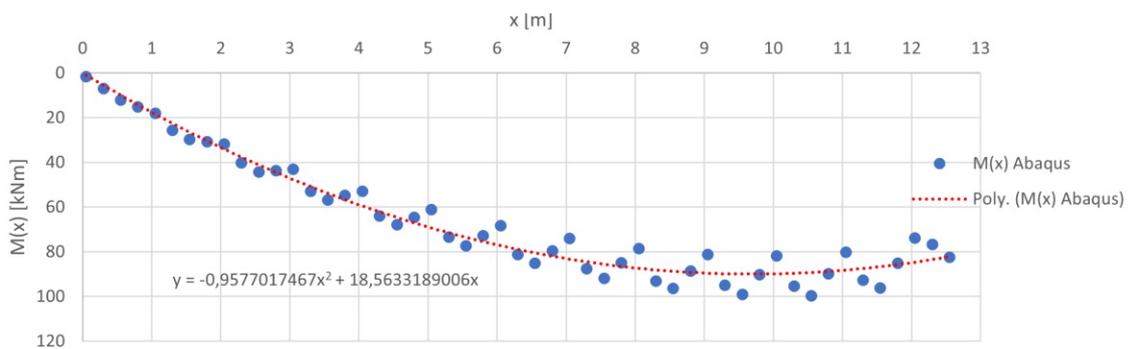


Abb. A.32: Momentenverlauf $M(x)$ aus ABAQUS und Näherungsfunktion für Variante 4 bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

A.2 Krümmungsverläufe zufolge Verschiebung u_z

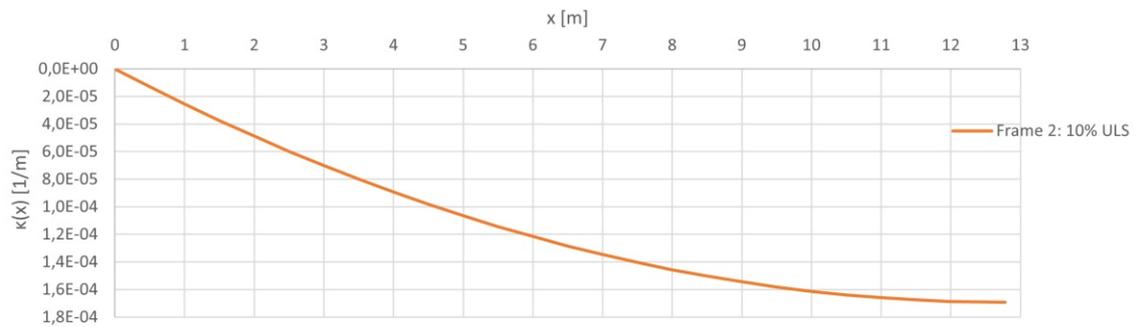


Abb. A.33: Krümmungsverlauf κ bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

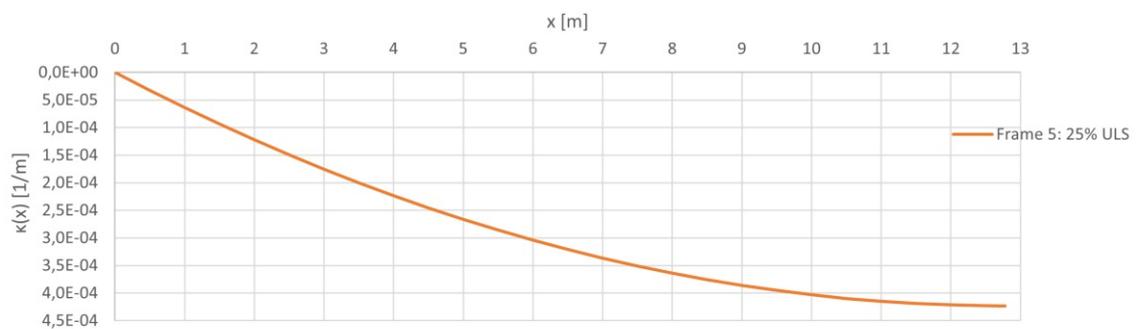


Abb. A.34: Krümmungsverlauf κ bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

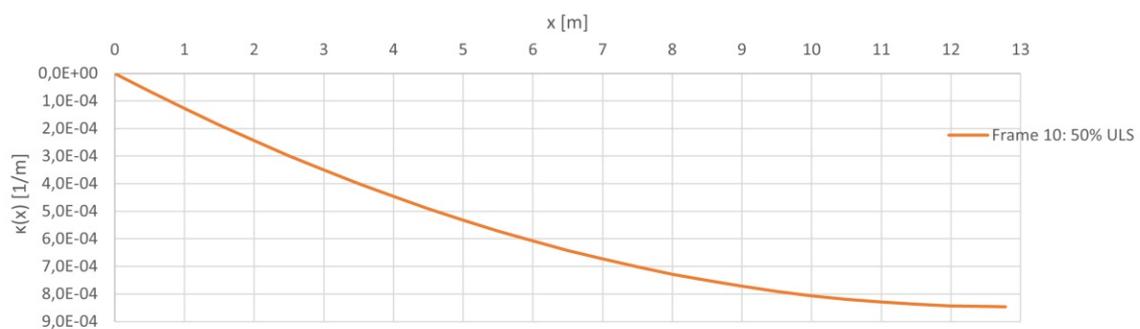


Abb. A.35: Krümmungsverlauf κ bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

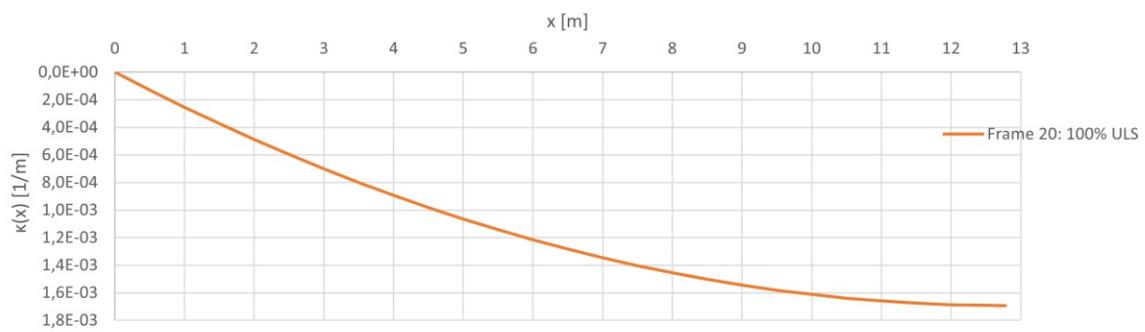


Abb. A.36: Krümmungsverlauf κ bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

A.3 Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Varianten

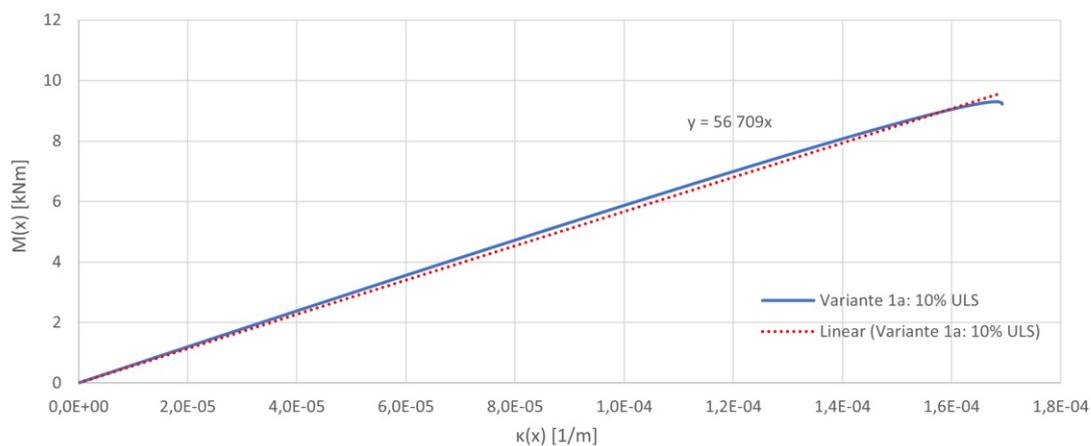


Abb. A.37: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1a bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

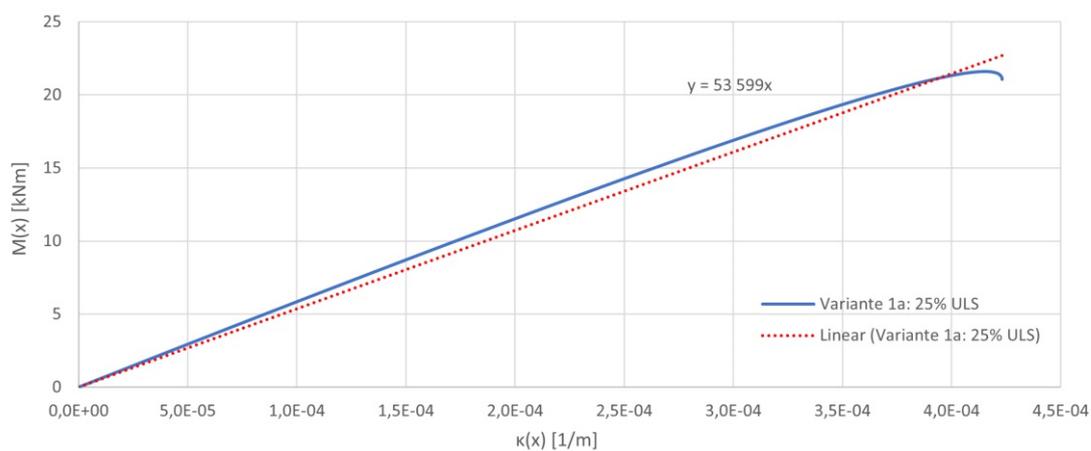


Abb. A.38: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1a bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

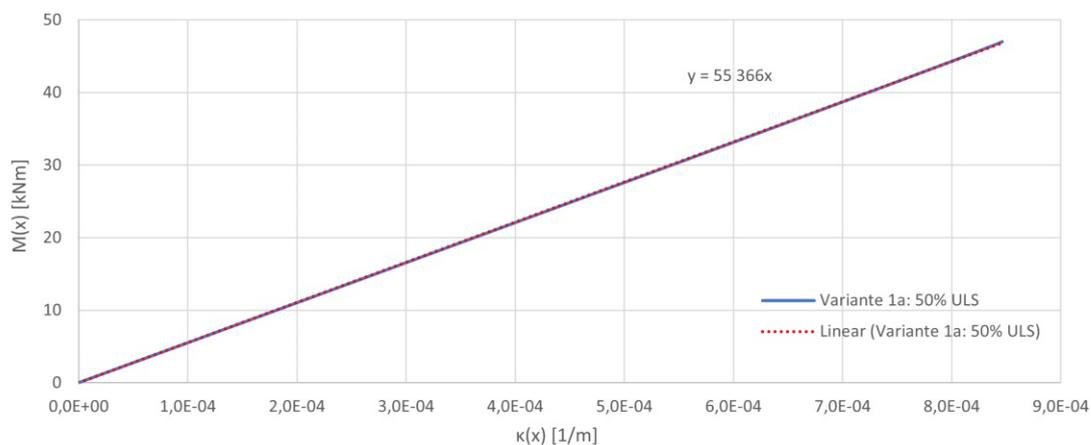


Abb. A.39: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1a bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

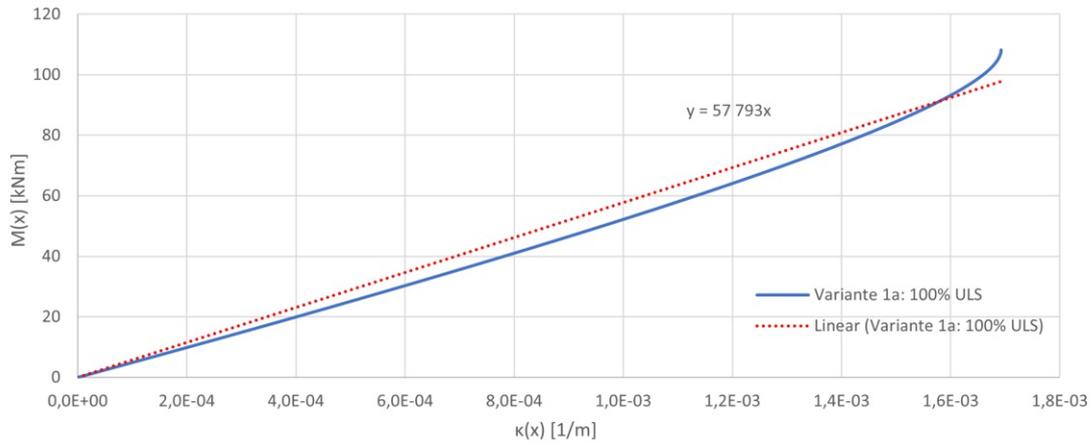


Abb. A.40: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1a bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

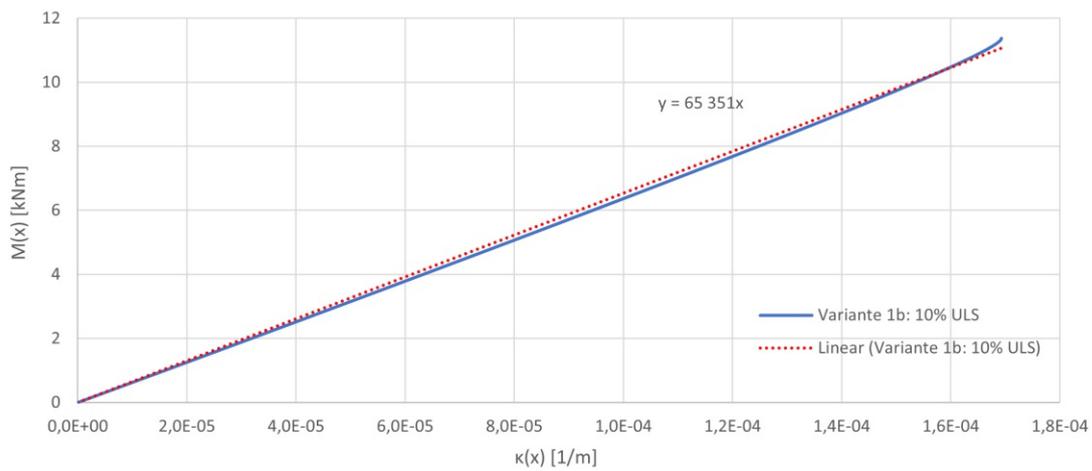


Abb. A.41: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1b bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

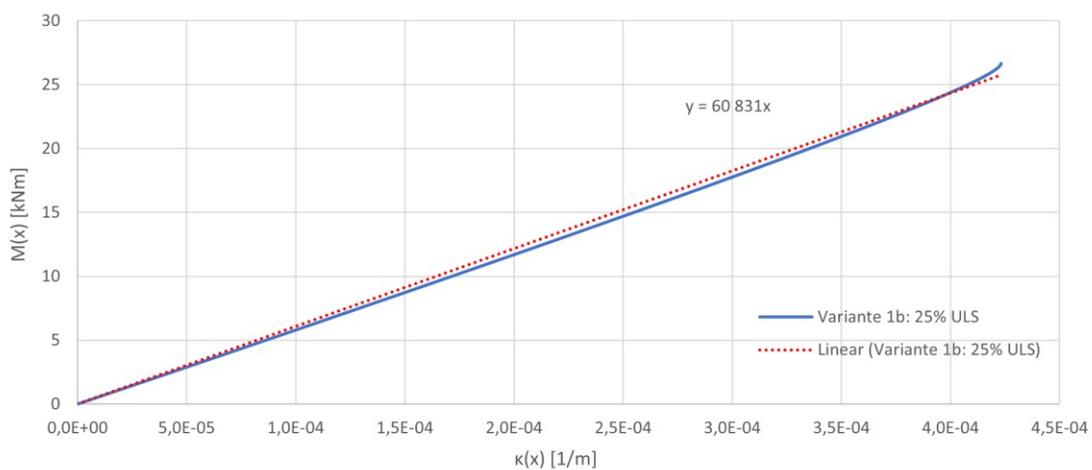


Abb. A.42: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1b bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

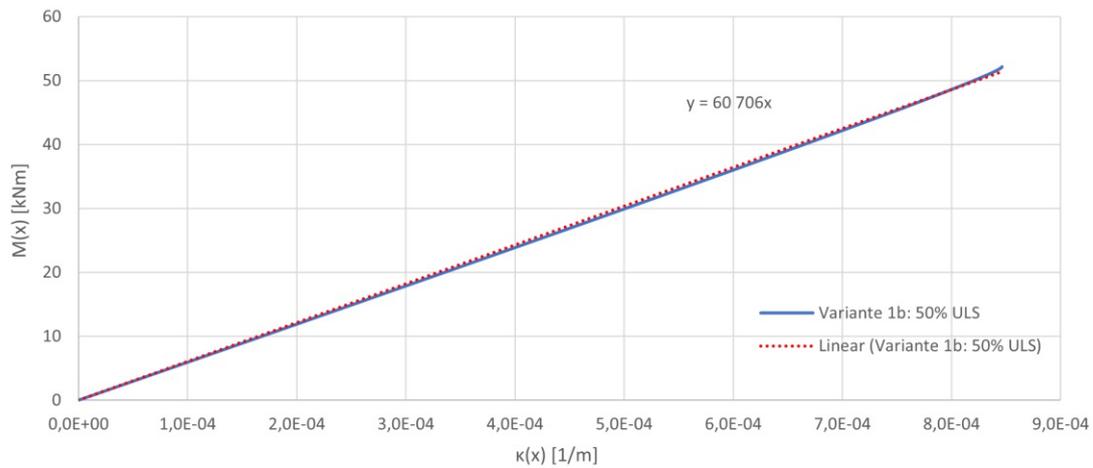


Abb. A.43: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1b bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

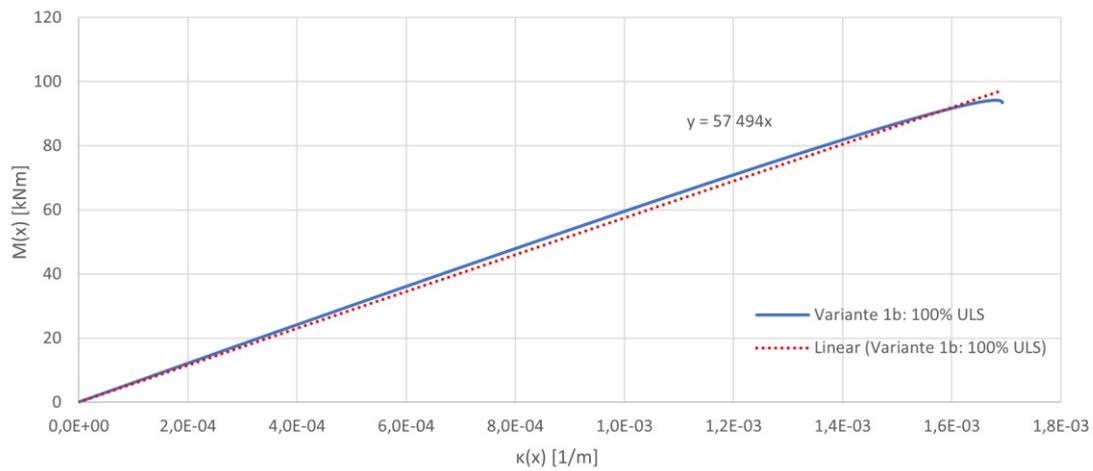


Abb. A.44: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1b bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

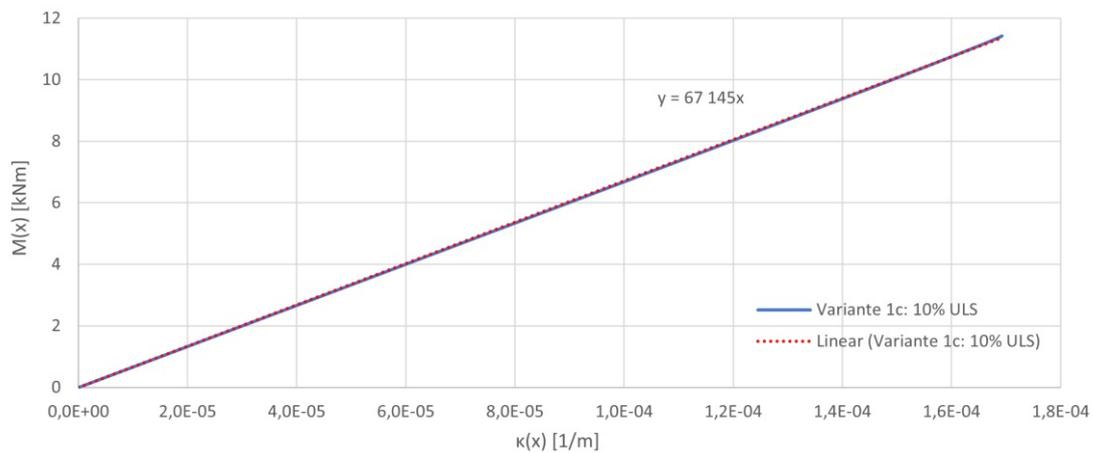


Abb. A.45: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1c bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

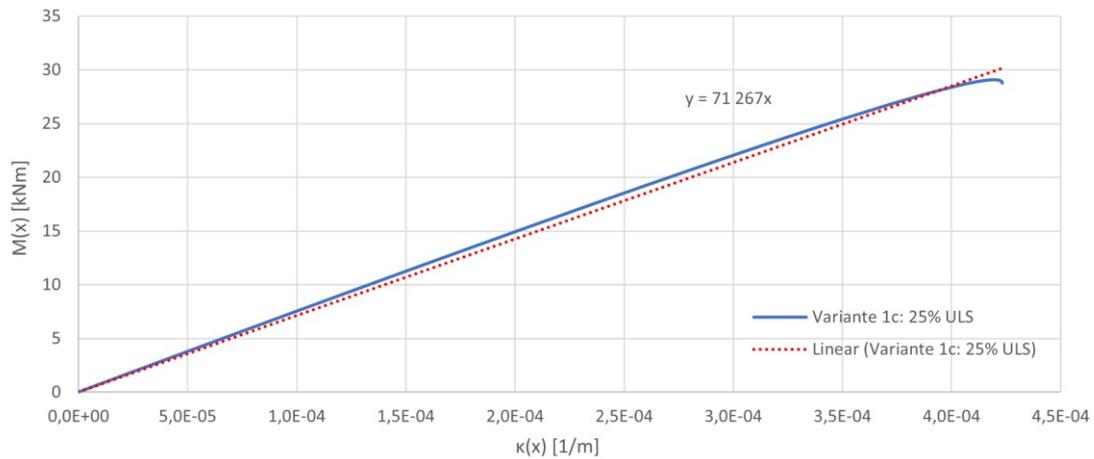


Abb. A.46: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1c bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

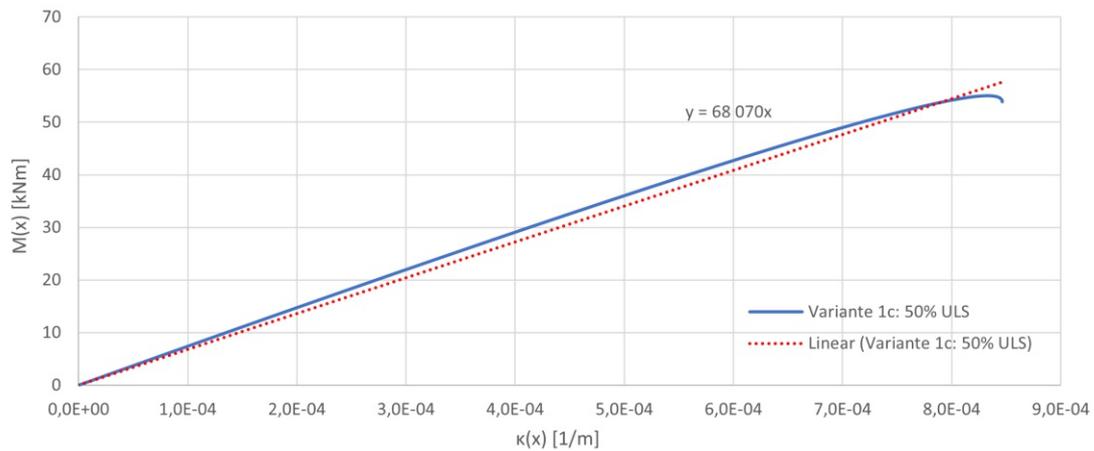


Abb. A.47: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1c bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

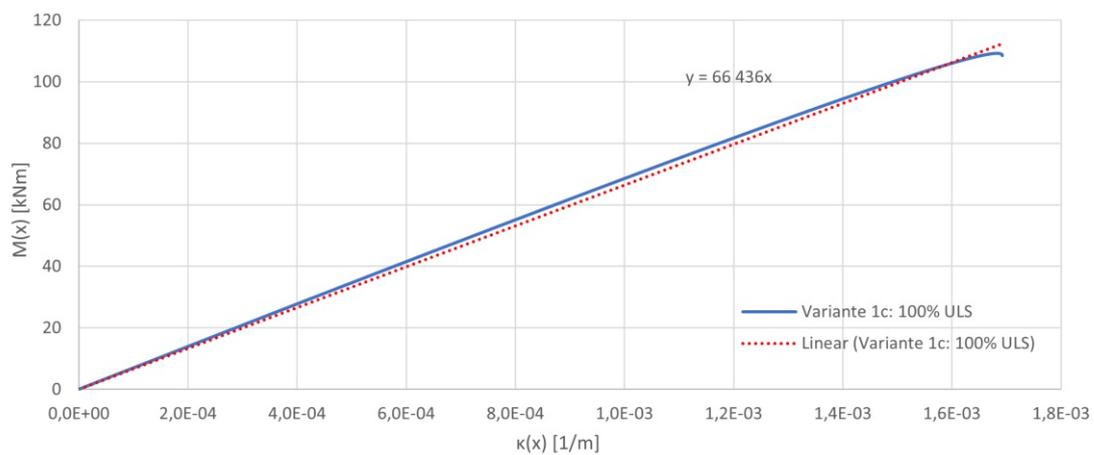


Abb. A.48: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 1c bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

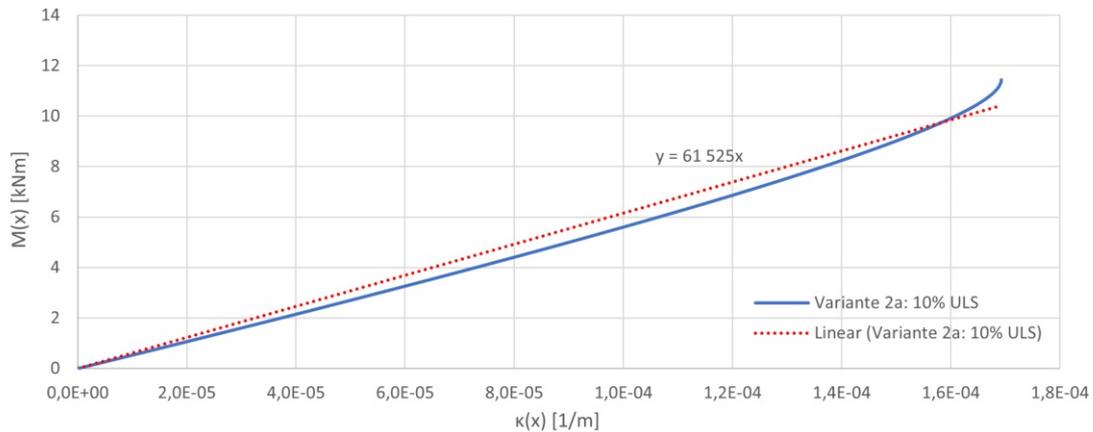


Abb. A.49: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2a bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

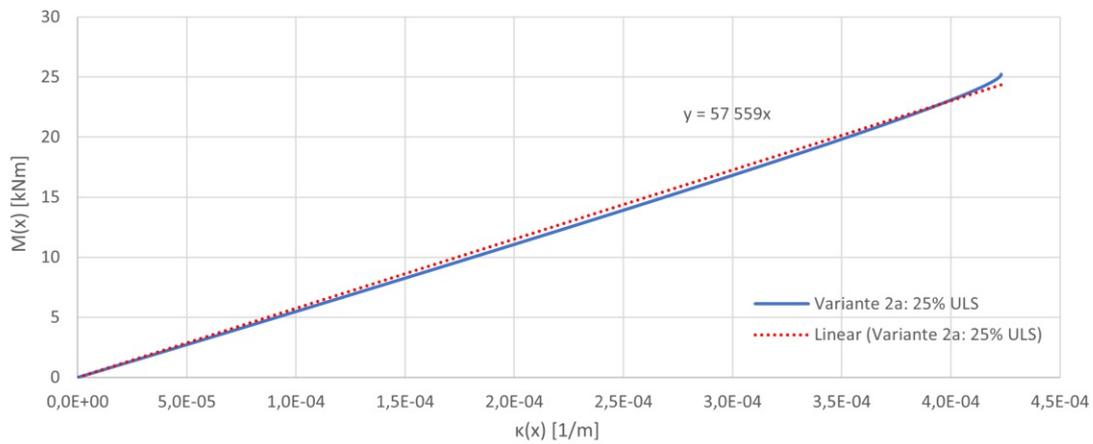


Abb. A.50: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2a bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

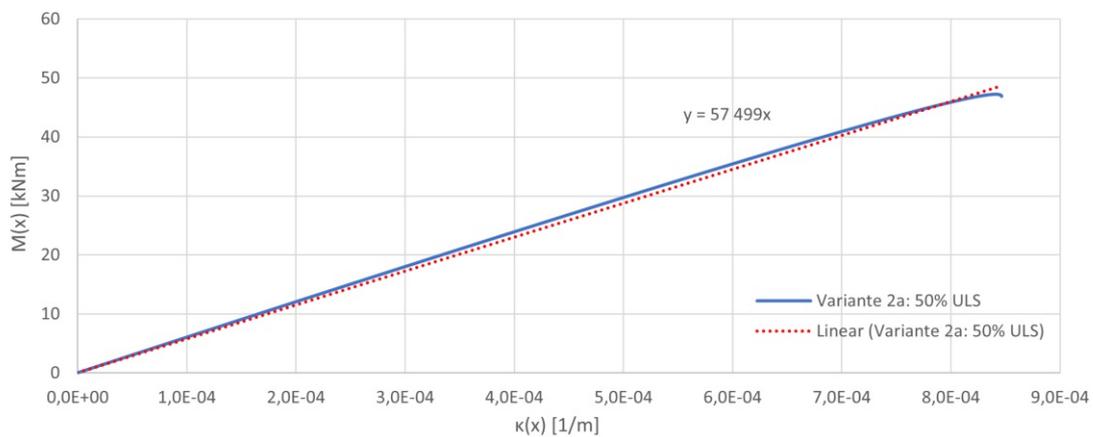


Abb. A.51: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2a bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

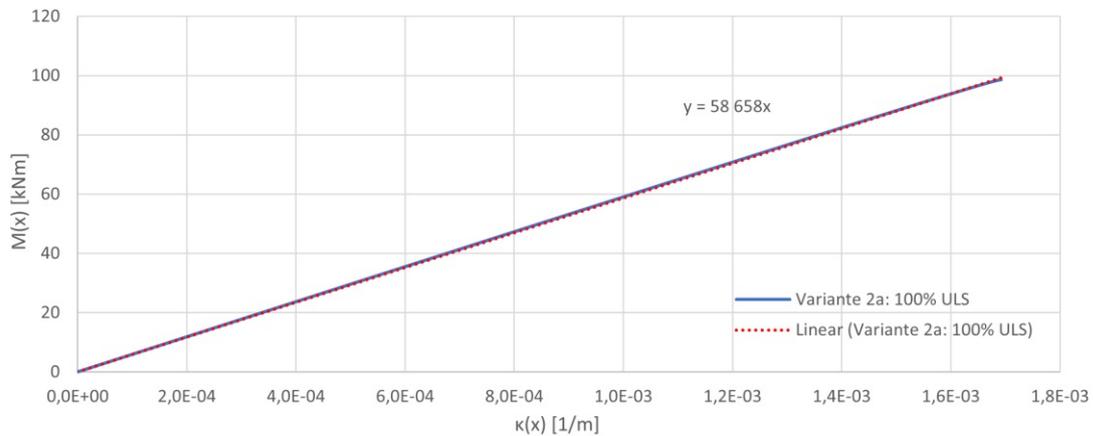


Abb. A.52: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2a bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

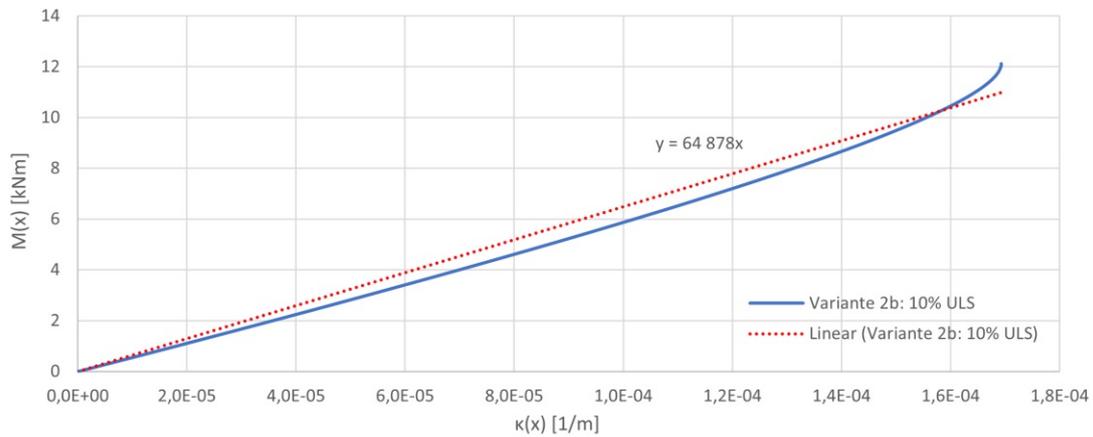


Abb. A.53: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2b bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

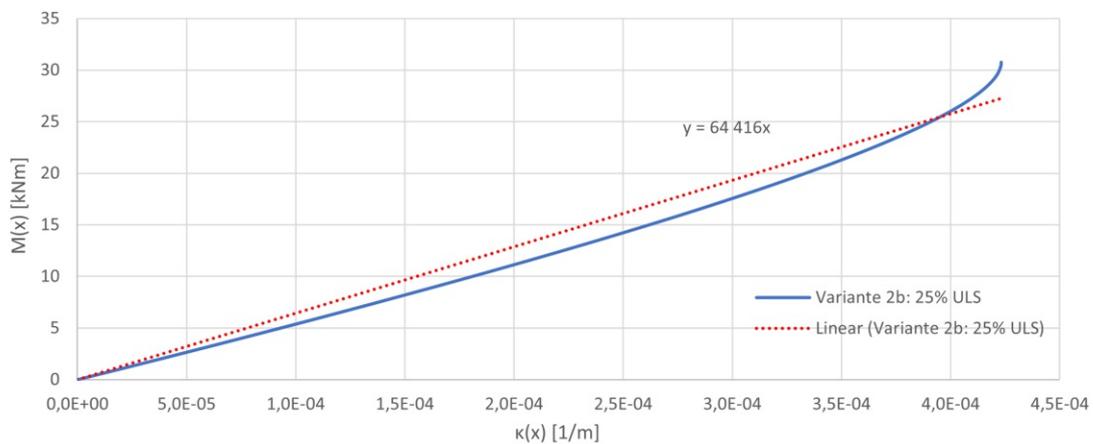


Abb. A.54: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2b bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

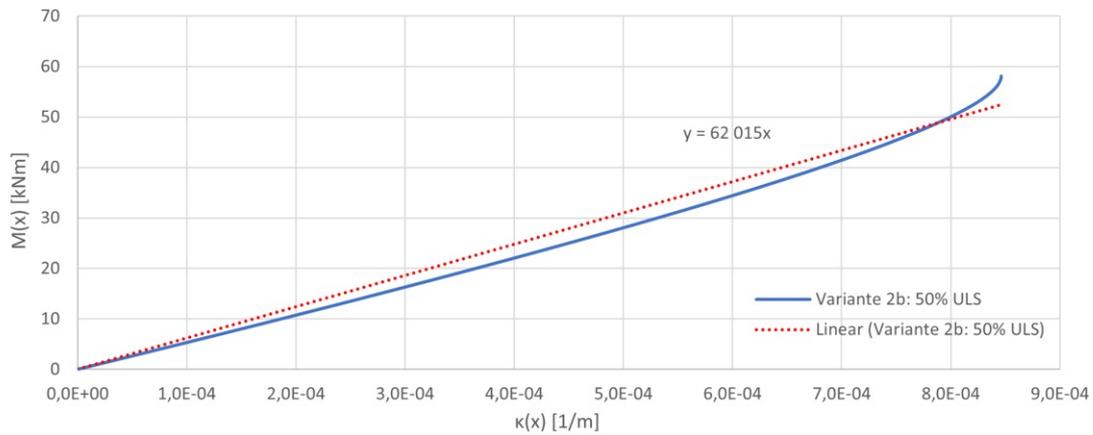


Abb. A.55: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2b bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

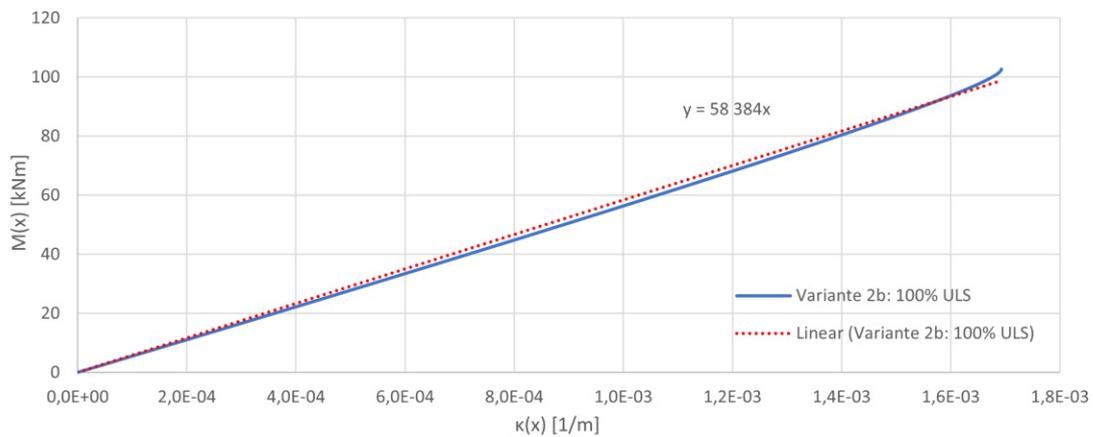


Abb. A.56: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2b bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

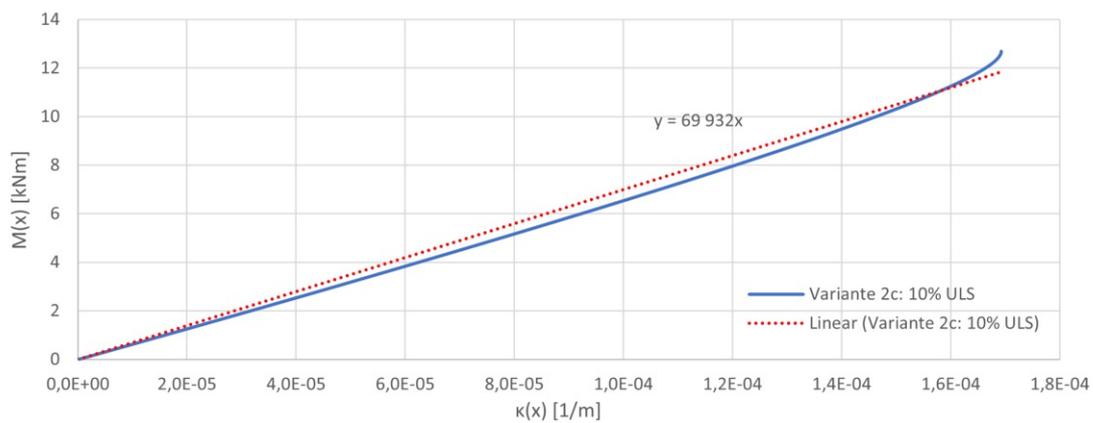


Abb. A.57: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2c bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

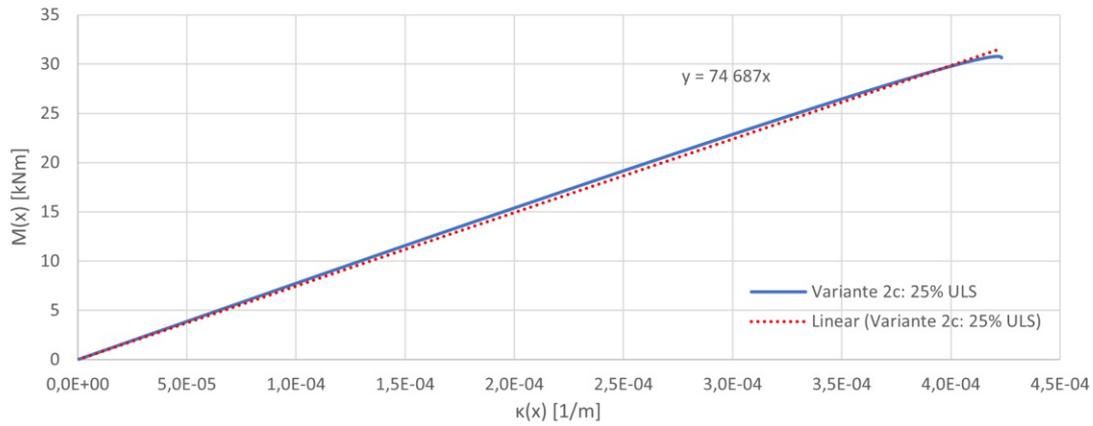


Abb. A.58: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2c bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

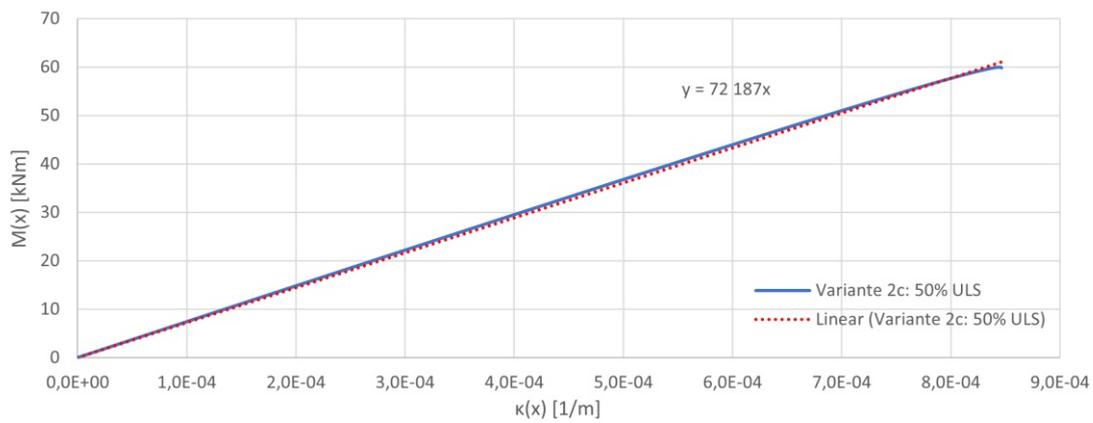


Abb. A.59: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2c bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

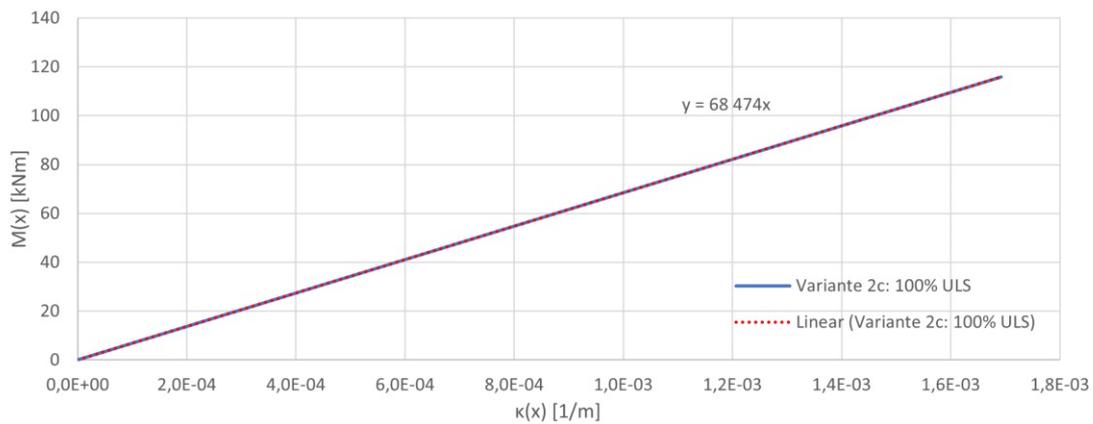


Abb. A.60: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 2c bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

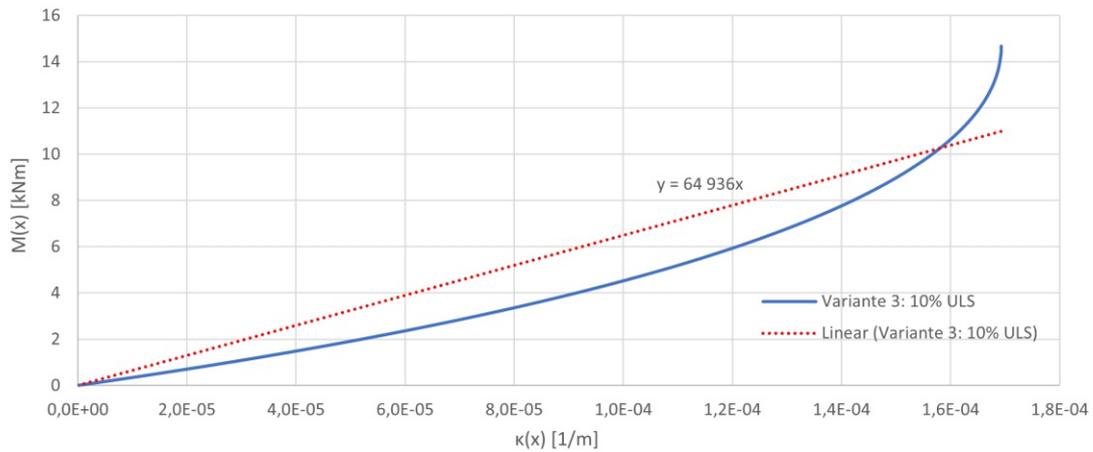


Abb. A.61: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 3 bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

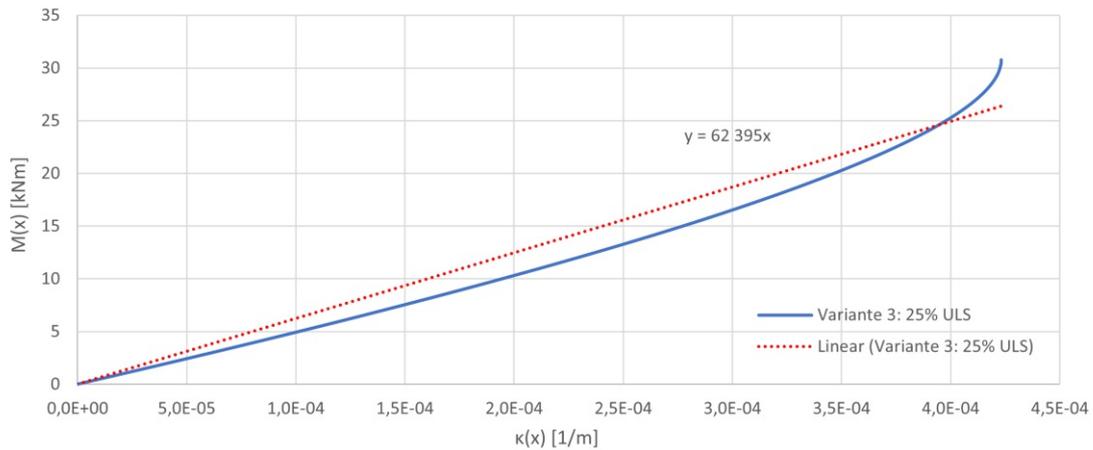


Abb. A.62: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 3 bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

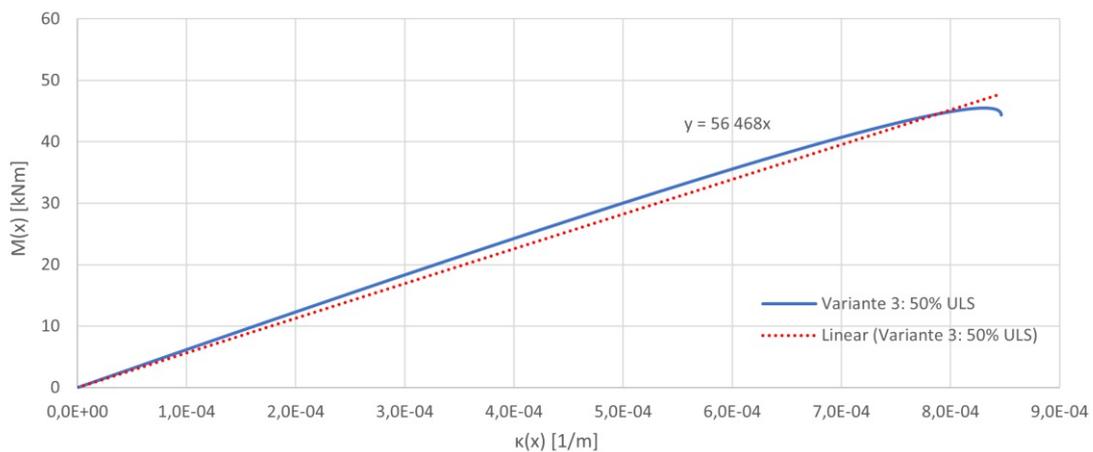


Abb. A.63: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 3 bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

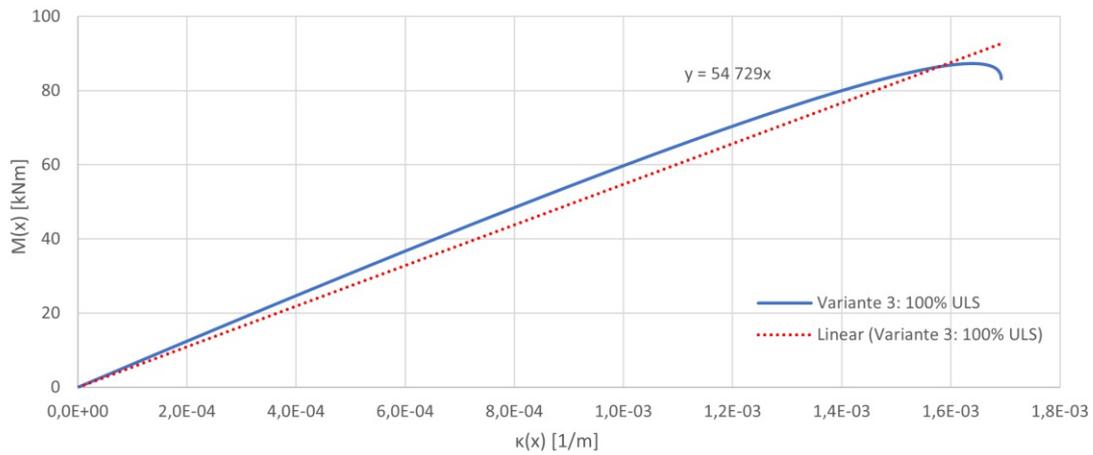


Abb. A.64: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 3 bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

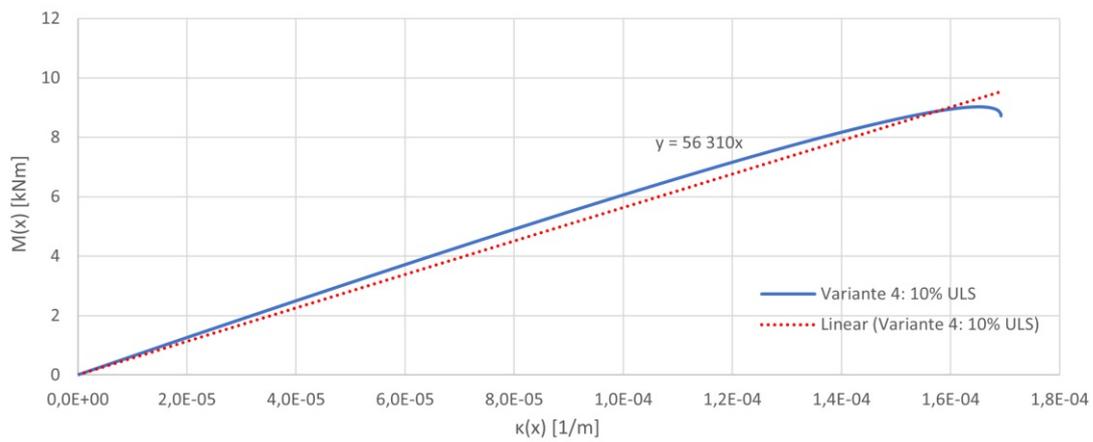


Abb. A.65: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 4 bei *Frame 2*; $0,1 \cdot ULS$

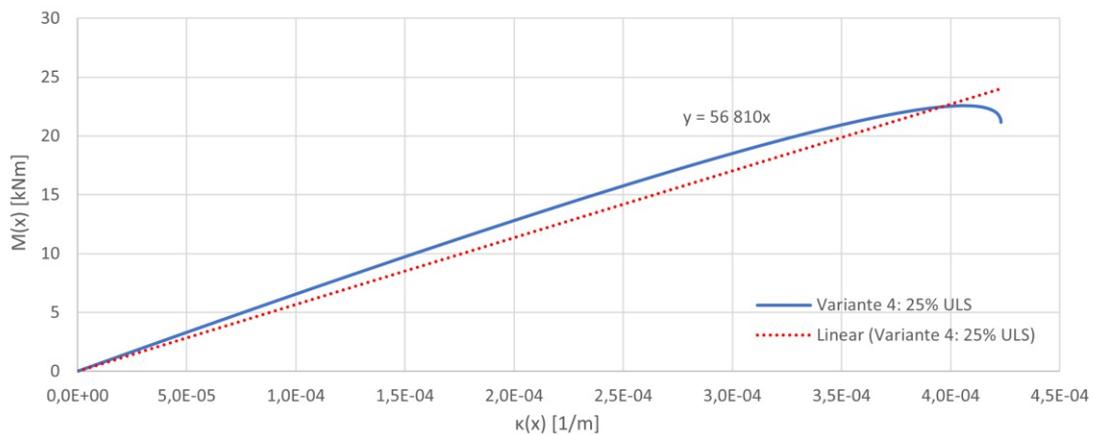


Abb. A.66: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 4 bei *Frame 5*; $0,25 \cdot ULS$

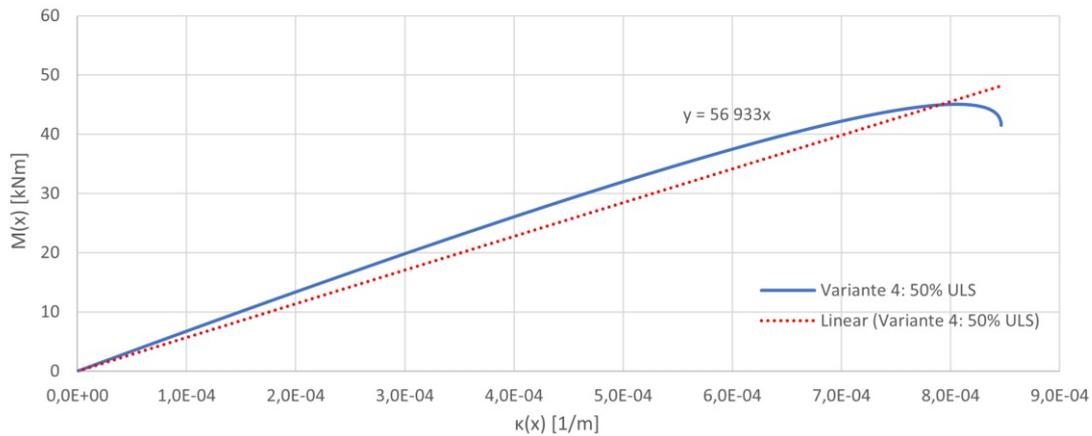


Abb. A.67: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 4 bei *Frame 10*; $0,50 \cdot ULS$

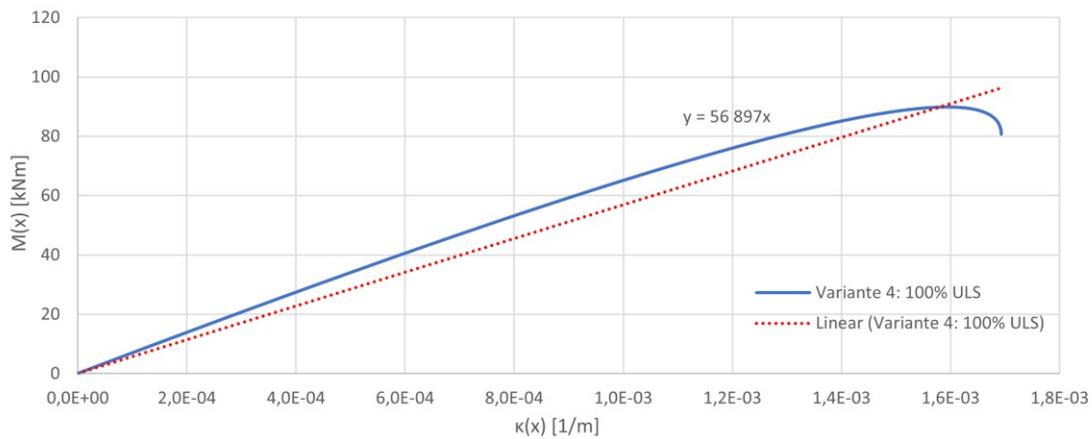


Abb. A.68: Momenten-Krümmungs-Beziehung der Variante 4 bei *Frame 20*; $1,00 \cdot ULS$

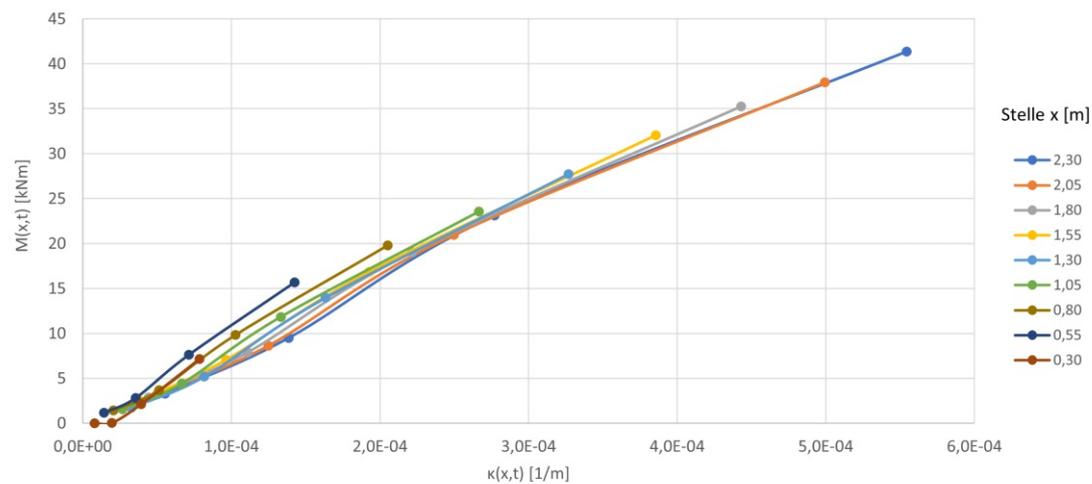


Abb. A.69: Momenten-Krümmungsbeziehung der Querschnitte an der Stelle $x = 0,30\text{ m}$ bis $x = 2,30\text{ m}$ - Einwirkungsniveau $0,10 \cdot ULS$; $0,25 \cdot ULS$; $0,50 \cdot ULS$ und $1,00 \cdot ULS$

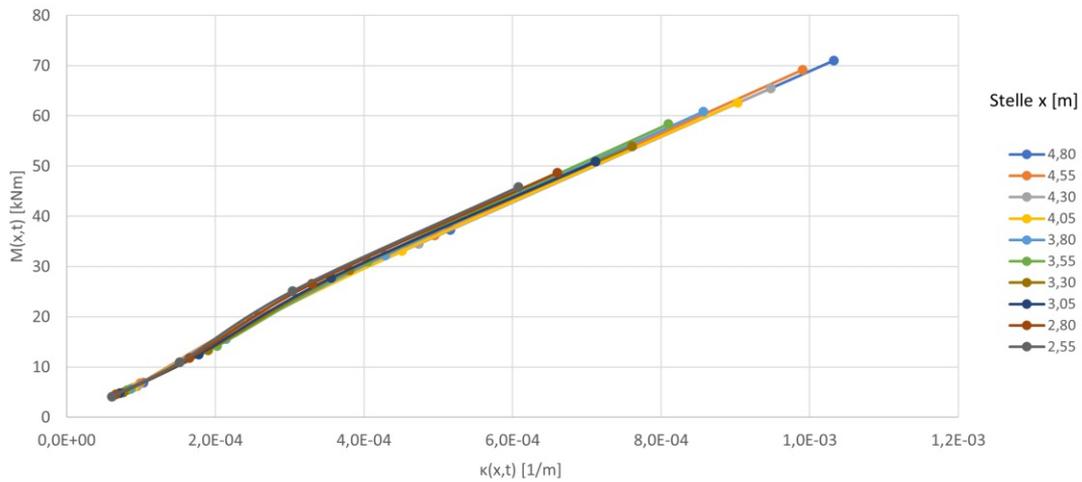


Abb. A.70: Momenten-Krümmungsbeziehung der Querschnitte an der Stelle $x = 2,55\text{ m}$ bis $x = 4,80\text{ m}$ - Einwirkungs-niveau $0, 10 \cdot ULS$; $0,25 \cdot ULS$; $0,50 \cdot ULS$ und $1,00 \cdot ULS$

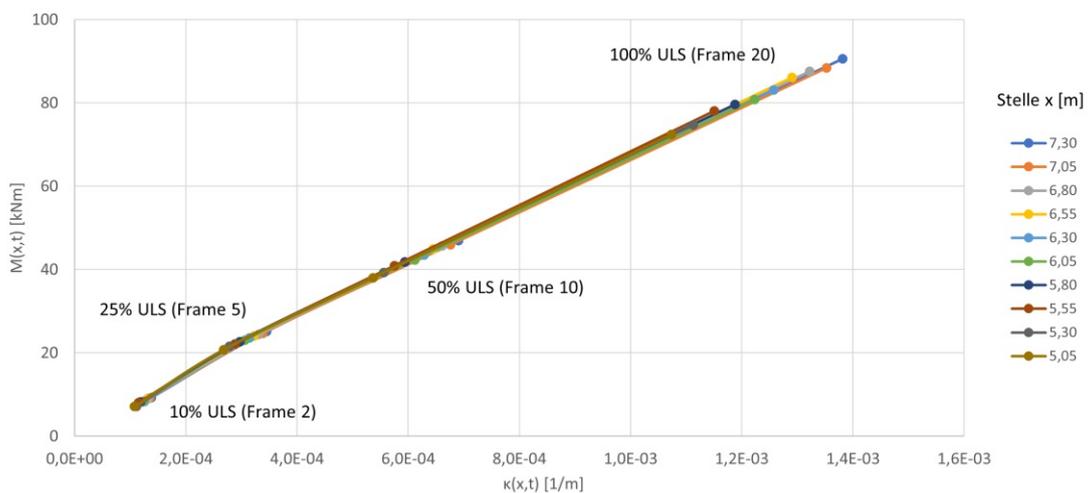


Abb. A.71: Momenten-Krümmungsbeziehung der Querschnitte an der Stelle $x = 5,05\text{ m}$ bis $x = 7,30\text{ m}$ - Einwirkungs-niveau $0, 10 \cdot ULS$; $0,25 \cdot ULS$; $0,50 \cdot ULS$ und $1,00 \cdot ULS$

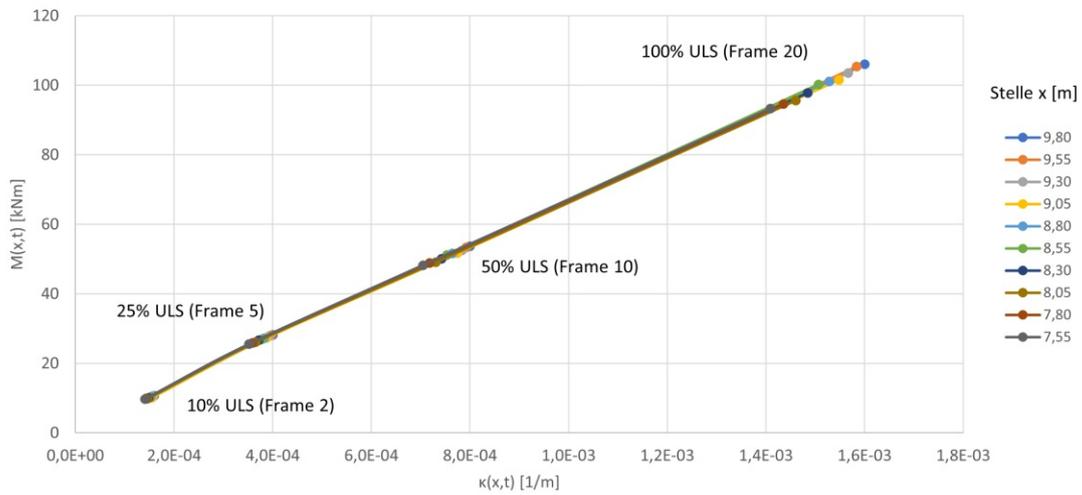


Abb. A.72: Momenten-Krümmungsbeziehung der Querschnitte an der Stelle $x = 7,55\text{ m}$ bis $x = 9,80\text{ m}$ - Einwirkungs niveau $0, 10 \cdot ULS$; $0,25 \cdot ULS$; $0,50 \cdot ULS$ und $1,00 \cdot ULS$

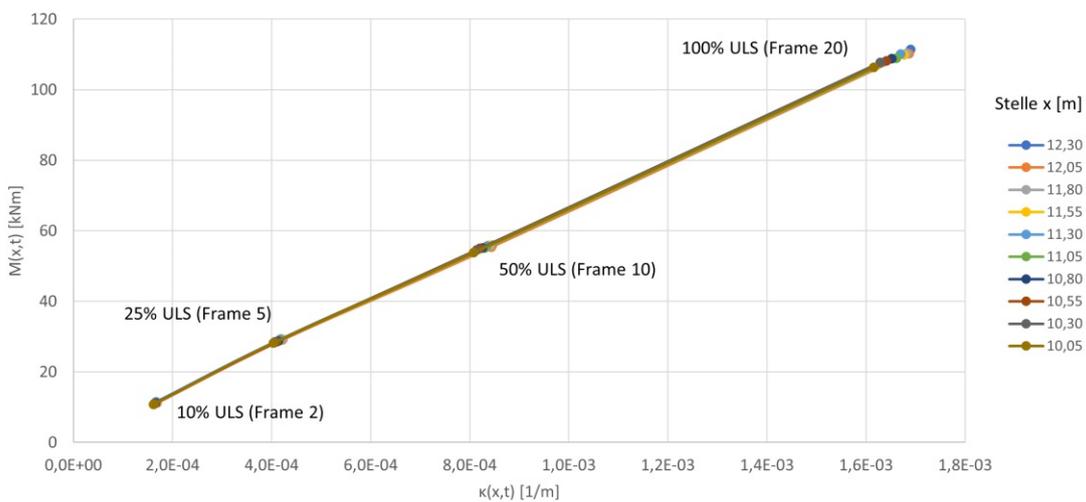


Abb. A.73: Momenten-Krümmungsbeziehung der Querschnitte an der Stelle $x = 10,05\text{ m}$ bis $x = 12,30\text{ m}$ - Einwirkungs niveau $0, 10 \cdot ULS$; $0,25 \cdot ULS$; $0,50 \cdot ULS$ und $1,00 \cdot ULS$

Variante 1a - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame2}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,137786	-0,84
1260	0,3	-0,01	-0,09
1510	0,55	0,16	0,94
1760	0,8	0,18	1,11
2010	1,05	0,26	1,58
2260	1,3	0,30	1,80
2510	1,55	0,39	2,34
2760	1,8	0,43	2,59
3010	2,05	0,42	2,55
3260	2,3	0,44	2,69
3510	2,55	0,53	3,20
3760	2,8	0,56	3,39
4010	3,05	0,57	3,48
4260	3,3	0,64	3,86
4510	3,55	0,70	4,25
4760	3,8	0,76	4,61
5010	4,05	0,80	4,86
5260	4,3	0,79	4,80
5510	4,55	0,86	5,24
5760	4,8	1,00	6,05
6010	5,05	1,16	7,00
6260	5,3	1,25	7,59
6510	5,55	1,24	7,49
6760	5,8	1,26	7,64
7010	6,05	1,34	8,09
7260	6,3	1,41	8,55
7510	6,55	1,36	8,25
7760	6,8	1,40	8,50
8010	7,05	1,39	8,41
8260	7,3	1,40	8,50
8510	7,55	1,39	8,44
8760	7,8	1,36	8,22
9010	8,05	1,34	8,12
9260	8,3	1,34	8,10
9510	8,55	1,37	8,30
9760	8,8	1,36	8,25
10010	9,05	1,36	8,25
10260	9,3	1,34	8,14
10510	9,55	1,37	8,30
10760	9,8	1,34	8,12
11010	10,05	1,36	8,27
11260	10,3	1,55	9,38
11510	10,55	1,26	7,61
11760	10,8	1,38	8,34
12010	11,05	1,67	10,10
12260	11,3	1,76	10,65
12510	11,55	1,85	11,23
12760	11,8	1,71	10,37
13010	12,05	1,57	9,53
13260	12,3	1,35	8,18
13510	12,55	1,43	8,68

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame2}	kappa Frame2
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,78	1,30E-05
1,00	1,52	2,55E-05
1,50	2,23	3,74E-05
2,00	2,90	4,88E-05
2,50	3,54	5,97E-05
3,00	4,15	7,01E-05
3,50	4,72	8,00E-05
4,00	5,26	8,94E-05
4,50	5,77	9,82E-05
5,00	6,24	1,07E-04
5,50	6,68	1,14E-04
6,00	7,08	1,22E-04
6,50	7,45	1,28E-04
7,00	7,79	1,35E-04
7,50	8,09	1,40E-04
8,00	8,36	1,46E-04
8,50	8,60	1,50E-04
9,00	8,80	1,54E-04
9,50	8,96	1,58E-04
10,00	9,10	1,61E-04
10,50	9,20	1,64E-04
11,00	9,26	1,66E-04
11,50	9,30	1,68E-04
12,00	9,29	1,69E-04
12,50	9,26	1,69E-04
12,78	9,22	1,69E-04

Variante 1a - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,318283	-1,93
1260	0,3	0,00	0,01
1510	0,55	0,44	2,69
1760	0,8	0,60	3,66
2010	1,05	0,76	4,58
2260	1,3	0,90	5,43
2510	1,55	1,22	7,39
2760	1,8	1,39	8,39
3010	2,05	1,54	9,35
3260	2,3	1,71	10,39
3510	2,55	1,92	11,64
3760	2,8	2,00	12,13
4010	3,05	2,09	12,68
4260	3,3	2,19	13,24
4510	3,55	1,97	11,92
4760	3,8	1,91	11,55
5010	4,05	1,88	11,38
5260	4,3	1,87	11,36
5510	4,55	1,62	9,79
5760	4,8	1,88	11,38
6010	5,05	2,13	12,92
6260	5,3	2,33	14,13
6510	5,55	2,50	15,12
6760	5,8	2,63	15,93
7010	6,05	2,74	16,59
7260	6,3	2,88	17,47
7510	6,55	3,59	21,73
7760	6,8	3,75	22,72
8010	7,05	3,81	23,09
8260	7,3	3,84	23,27
8510	7,55	3,13	18,98
8760	7,8	3,05	18,50
9010	8,05	3,02	18,31
9260	8,3	2,98	18,08
9510	8,55	2,65	16,05
9760	8,8	2,81	17,04
10010	9,05	2,96	17,95
10260	9,3	3,16	19,14
10510	9,55	4,01	24,30
10760	9,8	4,12	24,96
11010	10,05	4,05	24,54
11260	10,3	3,95	23,96
11510	10,55	3,15	19,09
11760	10,8	3,27	19,84
12010	11,05	3,39	20,57
12260	11,3	3,51	21,27
12510	11,55	3,58	21,68
12760	11,8	3,51	21,27
13010	12,05	3,43	20,77
13260	12,3	3,40	20,58
13510	12,55	4,09	24,81

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	1,91	3,25E-05
1,00	3,74	6,36E-05
1,50	5,47	9,35E-05
2,00	7,12	1,22E-04
2,50	8,68	1,49E-04
3,00	10,15	1,75E-04
3,50	11,53	2,00E-04
4,00	12,82	2,23E-04
4,50	14,02	2,46E-04
5,00	15,14	2,66E-04
5,50	16,16	2,86E-04
6,00	17,10	3,04E-04
6,50	17,95	3,21E-04
7,00	18,71	3,37E-04
7,50	19,38	3,51E-04
8,00	19,96	3,64E-04
8,50	20,46	3,76E-04
9,00	20,86	3,86E-04
9,50	21,18	3,95E-04
10,00	21,41	4,03E-04
10,50	21,55	4,10E-04
11,00	21,60	4,15E-04
11,50	21,56	4,19E-04
12,00	21,44	4,22E-04
12,50	21,22	4,23E-04
12,78	21,06	4,23E-04

Variante 1a - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame10}}$	
		[kNm]	[kNm/m]
[mm]	[m]		
1010	0,05	-0,35	-2,13
1260	0,3	0,25	1,50
1510	0,55	1,04	6,30
1760	0,8	1,30	7,87
2010	1,05	1,54	9,33
2260	1,3	1,78	10,79
2510	1,55	2,06	12,47
2760	1,8	2,36	14,32
3010	2,05	2,67	16,18
3260	2,3	2,95	17,88
3510	2,55	2,40	14,56
3760	2,8	2,34	14,18
4010	3,05	2,28	13,82
4260	3,3	2,22	13,47
4510	3,55	2,25	13,62
4760	3,8	2,72	16,50
5010	4,05	3,20	19,41
5260	4,3	3,68	22,28
5510	4,55	4,12	24,96
5760	4,8	4,26	25,83
6010	5,05	4,43	26,83
6260	5,3	4,59	27,80
6510	5,55	4,72	28,58
6760	5,8	4,78	28,99
7010	6,05	4,81	29,13
7260	6,3	4,90	29,72
7510	6,55	5,65	34,22
7760	6,8	6,36	38,55
8010	7,05	6,97	42,25
8260	7,3	7,56	45,84
8510	7,55	7,37	44,64
8760	7,8	7,49	45,42
9010	8,05	7,67	46,48
9260	8,3	7,88	47,76
9510	8,55	7,97	48,28
9760	8,8	7,96	48,25
10010	9,05	7,97	48,29
10260	9,3	8,03	48,67
10510	9,55	8,30	50,30
10760	9,8	8,37	50,73
11010	10,05	8,07	48,92
11260	10,3	7,79	47,19
11510	10,55	6,89	41,75
11760	10,8	6,79	41,13
12010	11,05	6,79	41,15
12260	11,3	6,82	41,35
12510	11,55	6,84	41,42
12760	11,8	6,90	41,82
13010	12,05	6,93	41,98
13260	12,3	7,10	43,03
13510	12,55	8,07	48,93

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame10}}$	kappa Frame10
[m]		
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	3,58	6,49E-05
1,00	7,01	1,27E-04
1,50	10,31	1,87E-04
2,00	13,46	2,44E-04
2,50	16,47	2,99E-04
3,00	19,34	3,51E-04
3,50	22,07	4,00E-04
4,00	24,65	4,47E-04
4,50	27,10	4,91E-04
5,00	29,40	5,33E-04
5,50	31,56	5,72E-04
6,00	33,59	6,08E-04
6,50	35,46	6,42E-04
7,00	37,20	6,73E-04
7,50	38,80	7,02E-04
8,00	40,25	7,28E-04
8,50	41,57	7,51E-04
9,00	42,74	7,72E-04
9,50	43,77	7,91E-04
10,00	44,66	8,06E-04
10,50	45,40	8,19E-04
11,00	46,01	8,30E-04
11,50	46,47	8,38E-04
12,00	46,80	8,43E-04
12,50	46,98	8,46E-04
12,78	47,02	8,46E-04

Variante 1a - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _y ULS,Frame20	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,881452	-5,34
1260	0,3	-0,70	-4,24
1510	0,55	-0,57	-3,44
1760	0,8	0,12	0,73
2010	1,05	0,78	4,71
2260	1,3	1,45	8,76
2510	1,55	2,04	12,34
2760	1,8	2,61	15,81
3010	2,05	3,16	19,18
3260	2,3	3,73	22,60
3510	2,55	4,22	25,58
3760	2,8	4,68	28,34
4010	3,05	5,13	31,12
4260	3,3	5,57	33,74
4510	3,55	5,84	35,37
4760	3,8	6,36	38,53
5010	4,05	6,89	41,74
5260	4,3	7,46	45,21
5510	4,55	8,35	50,58
5760	4,8	8,90	53,92
6010	5,05	9,45	57,29
6260	5,3	10,04	60,82
6510	5,55	10,26	62,19
6760	5,8	10,61	64,27
7010	6,05	10,95	66,38
7260	6,3	11,43	69,26
7510	6,55	12,17	73,77
7760	6,8	12,47	75,57
8010	7,05	12,84	77,83
8260	7,3	13,28	80,50
8510	7,55	13,66	82,79
8760	7,8	13,92	84,34
9010	8,05	14,14	85,68
9260	8,3	14,48	87,73
9510	8,55	14,56	88,22
9760	8,8	14,67	88,92
10010	9,05	14,84	89,93
10260	9,3	15,10	91,52
10510	9,55	15,53	94,11
10760	9,8	16,80	101,84
11010	10,05	16,97	102,85
11260	10,3	16,96	102,81
11510	10,55	15,95	96,68
11760	10,8	16,06	97,31
12010	11,05	16,16	97,92
12260	11,3	16,36	99,13
12510	11,55	16,30	98,81
12760	11,8	16,31	98,84
13010	12,05	16,35	99,07
13260	12,3	16,54	100,25
13510	12,55	16,89	102,38

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung} Frame20	kappa Frame20
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	6,39	1,30E-04
1,00	12,61	2,55E-04
1,50	18,65	3,74E-04
2,00	24,51	4,88E-04
2,50	30,20	5,97E-04
3,00	35,71	7,01E-04
3,50	41,05	8,00E-04
4,00	46,21	8,94E-04
4,50	51,20	9,82E-04
5,00	56,01	1,07E-03
5,50	60,64	1,14E-03
6,00	65,10	1,22E-03
6,50	69,39	1,28E-03
7,00	73,49	1,35E-03
7,50	77,43	1,40E-03
8,00	81,18	1,46E-03
8,50	84,76	1,50E-03
9,00	88,17	1,54E-03
9,50	91,40	1,58E-03
10,00	94,45	1,61E-03
10,50	97,33	1,64E-03
11,00	100,03	1,66E-03
11,50	102,55	1,68E-03
12,00	104,90	1,69E-03
12,50	107,08	1,69E-03
12,78	108,22	1,69E-03

Variante 1b - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame2}}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,13	-0,80
1260	0,3	-0,07	-0,40
1510	0,55	0,19	1,12
1760	0,8	0,26	1,58
2010	1,05	0,49	2,98
2260	1,3	0,24	1,47
2510	1,55	0,28	1,70
2760	1,8	0,56	3,40
3010	2,05	0,75	4,56
3260	2,3	0,68	4,14
3510	2,55	0,57	3,47
3760	2,8	0,83	5,02
4010	3,05	0,98	5,93
4260	3,3	0,67	4,05
4510	3,55	0,70	4,22
4760	3,8	0,73	4,40
5010	4,05	0,86	5,24
5260	4,3	0,87	5,28
5510	4,55	0,94	5,67
5760	4,8	1,23	7,44
6010	5,05	1,68	10,15
6260	5,3	1,25	7,58
6510	5,55	1,37	8,32
6760	5,8	1,24	7,49
7010	6,05	1,09	6,59
7260	6,3	1,29	7,82
7510	6,55	1,31	7,94
7760	6,8	1,49	9,04
8010	7,05	1,50	9,10
8260	7,3	1,49	9,01
8510	7,55	1,52	9,22
8760	7,8	1,35	8,20
9010	8,05	1,51	9,16
9260	8,3	1,40	8,47
9510	8,55	1,71	10,34
9760	8,8	1,50	9,07
10010	9,05	1,51	9,14
10260	9,3	1,72	10,45
10510	9,55	1,69	10,24
10760	9,8	1,59	9,66
11010	10,05	1,77	10,73
11260	10,3	2,04	12,39
11510	10,55	1,80	10,92
11760	10,8	1,51	9,18
12010	11,05	1,47	8,88
12260	11,3	1,68	10,19
12510	11,55	1,90	11,54
12760	11,8	2,41	14,58
13010	12,05	2,38	14,39
13260	12,3	1,83	11,08
13510	12,55	1,53	9,27

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame2}}$	kappa Frame2
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,82	1,30E-05
1,00	1,60	2,55E-05
1,50	2,36	3,74E-05
2,00	3,08	4,88E-05
2,50	3,77	5,97E-05
3,00	4,44	7,01E-05
3,50	5,07	8,00E-05
4,00	5,68	8,94E-05
4,50	6,25	9,82E-05
5,00	6,79	1,07E-04
5,50	7,31	1,14E-04
6,00	7,79	1,22E-04
6,50	8,25	1,28E-04
7,00	8,67	1,35E-04
7,50	9,06	1,40E-04
8,00	9,42	1,46E-04
8,50	9,76	1,50E-04
9,00	10,06	1,54E-04
9,50	10,33	1,58E-04
10,00	10,58	1,61E-04
10,50	10,79	1,64E-04
11,00	10,97	1,66E-04
11,50	11,12	1,68E-04
12,00	11,24	1,69E-04
12,50	11,33	1,69E-04
12,78	11,37	1,69E-04

Variante 1b - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,368115	-2,23
1260	0,3	-0,06	-0,35
1510	0,55	0,40	2,45
1760	0,8	0,49	2,98
2010	1,05	0,56	3,41
2260	1,3	0,68	4,10
2510	1,55	1,00	6,07
2760	1,8	1,09	6,61
3010	2,05	1,15	6,96
3260	2,3	1,29	7,81
3510	2,55	1,60	9,72
3760	2,8	1,68	10,19
4010	3,05	1,72	10,39
4260	3,3	1,75	10,61
4510	3,55	1,96	11,85
4760	3,8	2,03	12,33
5010	4,05	2,10	12,73
5260	4,3	2,21	13,40
5510	4,55	2,44	14,79
5760	4,8	2,55	15,46
6010	5,05	2,62	15,88
6260	5,3	2,67	16,18
6510	5,55	2,82	17,06
6760	5,8	2,91	17,65
7010	6,05	3,00	18,19
7260	6,3	3,07	18,62
7510	6,55	3,22	19,52
7760	6,8	3,26	19,78
8010	7,05	3,30	20,02
8260	7,3	3,35	20,31
8510	7,55	3,50	21,22
8760	7,8	3,56	21,55
9010	8,05	3,62	21,96
9260	8,3	3,67	22,21
9510	8,55	3,81	23,07
9760	8,8	3,81	23,08
10010	9,05	3,85	23,32
10260	9,3	3,90	23,65
10510	9,55	4,04	24,46
10760	9,8	4,08	24,73
11010	10,05	4,10	24,85
11260	10,3	4,09	24,76
11510	10,55	4,15	25,18
11760	10,8	4,21	25,54
12010	11,05	4,29	26,01
12260	11,3	4,32	26,19
12510	11,55	4,33	26,24
12760	11,8	4,30	26,07
13010	12,05	4,27	25,87
13260	12,3	4,27	25,90
13510	12,55	4,40	26,64

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	1,87	3,25E-05
1,00	3,68	6,36E-05
1,50	5,42	9,35E-05
2,00	7,09	1,22E-04
2,50	8,70	1,49E-04
3,00	10,23	1,75E-04
3,50	11,70	2,00E-04
4,00	13,10	2,23E-04
4,50	14,44	2,46E-04
5,00	15,70	2,66E-04
5,50	16,90	2,86E-04
6,00	18,03	3,04E-04
6,50	19,09	3,21E-04
7,00	20,09	3,37E-04
7,50	21,01	3,51E-04
8,00	21,87	3,64E-04
8,50	22,67	3,76E-04
9,00	23,39	3,86E-04
9,50	24,05	3,95E-04
10,00	24,63	4,03E-04
10,50	25,16	4,10E-04
11,00	25,61	4,15E-04
11,50	25,99	4,19E-04
12,00	26,31	4,22E-04
12,50	26,56	4,23E-04
12,78	26,67	4,23E-04

Variante 1b - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame10}}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,623817	-3,78
1260	0,3	-0,03	-0,16
1510	0,55	0,81	4,91
1760	0,8	1,06	6,44
2010	1,05	1,29	7,83
2260	1,3	1,54	9,33
2510	1,55	2,06	12,49
2760	1,8	2,28	13,79
3010	2,05	2,46	14,93
3260	2,3	2,68	16,23
3510	2,55	3,12	18,89
3760	2,8	3,28	19,90
4010	3,05	3,43	20,76
4260	3,3	3,60	21,82
4510	3,55	4,04	24,47
4760	3,8	4,21	25,49
5010	4,05	4,36	26,43
5260	4,3	4,55	27,58
5510	4,55	4,93	29,88
5760	4,8	5,09	30,82
6010	5,05	5,23	31,70
6260	5,3	5,39	32,64
6510	5,55	5,74	34,76
6760	5,8	5,86	35,52
7010	6,05	5,99	36,28
7260	6,3	6,14	37,20
7510	6,55	6,49	39,32
7760	6,8	6,59	39,92
8010	7,05	6,69	40,53
8260	7,3	6,83	41,38
8510	7,55	7,12	43,15
8760	7,8	7,20	43,61
9010	8,05	7,29	44,16
9260	8,3	7,39	44,76
9510	8,55	7,64	46,27
9760	8,8	7,69	46,61
10010	9,05	7,76	47,05
10260	9,3	7,85	47,58
10510	9,55	8,05	48,80
10760	9,8	8,10	49,08
11010	10,05	8,14	49,35
11260	10,3	8,17	49,52
11510	10,55	8,30	50,30
11760	10,8	8,33	50,48
12010	11,05	8,38	50,76
12260	11,3	8,41	50,96
12510	11,55	8,46	51,24
12760	11,8	8,46	51,24
13010	12,05	8,49	51,44
13260	12,3	8,51	51,56
13510	12,55	8,57	51,91

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame10}}$	kappa Frame10
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	3,86	6,49E-05
1,00	7,56	1,27E-04
1,50	11,12	1,87E-04
2,00	14,54	2,44E-04
2,50	17,80	2,99E-04
3,00	20,92	3,51E-04
3,50	23,89	4,00E-04
4,00	26,71	4,47E-04
4,50	29,38	4,91E-04
5,00	31,91	5,33E-04
5,50	34,28	5,72E-04
6,00	36,51	6,08E-04
6,50	38,60	6,42E-04
7,00	40,53	6,73E-04
7,50	42,32	7,02E-04
8,00	43,96	7,28E-04
8,50	45,45	7,51E-04
9,00	46,79	7,72E-04
9,50	47,99	7,91E-04
10,00	49,04	8,06E-04
10,50	49,94	8,19E-04
11,00	50,69	8,30E-04
11,50	51,30	8,38E-04
12,00	51,75	8,43E-04
12,50	52,06	8,46E-04
12,78	52,17	8,46E-04

Variante 1b - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame20}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,813584	-4,93
1260	0,3	0,28	1,70
1510	0,55	1,73	10,48
1760	0,8	2,24	13,58
2010	1,05	2,70	16,38
2260	1,3	3,21	19,46
2510	1,55	4,16	25,22
2760	1,8	4,62	27,98
3010	2,05	5,01	30,39
3260	2,3	5,47	33,12
3510	2,55	6,34	38,40
3760	2,8	6,74	40,84
4010	3,05	7,08	42,91
4260	3,3	7,50	45,44
4510	3,55	8,34	50,56
4760	3,8	8,71	52,81
5010	4,05	9,05	54,82
5260	4,3	9,44	57,18
5510	4,55	10,08	61,08
5760	4,8	10,35	62,73
6010	5,05	10,61	64,30
6260	5,3	10,92	66,18
6510	5,55	11,47	69,48
6760	5,8	11,66	70,68
7010	6,05	11,88	72,00
7260	6,3	12,12	73,47
7510	6,55	12,61	76,40
7760	6,8	12,75	77,25
8010	7,05	12,94	78,39
8260	7,3	13,13	79,60
8510	7,55	13,52	81,93
8760	7,8	13,63	82,61
9010	8,05	13,82	83,77
9260	8,3	13,99	84,78
9510	8,55	14,31	86,71
9760	8,8	14,36	87,04
10010	9,05	14,52	87,98
10260	9,3	14,65	88,77
10510	9,55	14,88	90,19
10760	9,8	14,92	90,40
11010	10,05	15,08	91,42
11260	10,3	15,15	91,84
11510	10,55	15,35	93,00
11760	10,8	15,34	92,98
12010	11,05	15,50	93,92
12260	11,3	15,54	94,20
12510	11,55	15,72	95,27
12760	11,8	15,67	94,99
13010	12,05	15,77	95,55
13260	12,3	15,78	95,64
13510	12,55	15,89	96,32

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame20}	kappa Frame20
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	7,88	1,30E-04
1,00	15,41	2,55E-04
1,50	22,60	3,74E-04
2,00	29,45	4,88E-04
2,50	35,95	5,97E-04
3,00	42,11	7,01E-04
3,50	47,92	8,00E-04
4,00	53,40	8,94E-04
4,50	58,52	9,82E-04
5,00	63,31	1,07E-03
5,50	67,75	1,14E-03
6,00	71,84	1,22E-03
6,50	75,60	1,28E-03
7,00	79,00	1,35E-03
7,50	82,07	1,40E-03
8,00	84,79	1,46E-03
8,50	87,17	1,50E-03
9,00	89,20	1,54E-03
9,50	90,89	1,58E-03
10,00	92,24	1,61E-03
10,50	93,24	1,64E-03
11,00	93,90	1,66E-03
11,50	94,21	1,68E-03
12,00	94,18	1,69E-03
12,50	93,81	1,69E-03
12,78	93,45	1,69E-03

Variante 1c - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y,ULS,Frame2}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,132359	-0,80
1260	0,3	0,00	0,01
1510	0,55	0,19	1,17
1760	0,8	0,24	1,44
2010	1,05	0,26	1,56
2260	1,3	0,29	1,73
2510	1,55	0,42	2,52
2760	1,8	0,47	2,85
3010	2,05	0,53	3,22
3260	2,3	0,54	3,28
3510	2,55	0,67	4,06
3760	2,8	0,75	4,55
4010	3,05	0,78	4,75
4260	3,3	0,82	4,94
4510	3,55	0,88	5,36
4760	3,8	0,92	5,60
5010	4,05	0,97	5,90
5260	4,3	1,02	6,16
5510	4,55	1,11	6,75
5760	4,8	1,14	6,88
6010	5,05	1,17	7,10
6260	5,3	1,18	7,15
6510	5,55	1,32	8,02
6760	5,8	1,36	8,24
7010	6,05	1,35	8,18
7260	6,3	1,37	8,29
7510	6,55	1,44	8,75
7760	6,8	1,50	9,08
8010	7,05	1,50	9,10
8260	7,3	1,53	9,27
8510	7,55	1,60	9,67
8760	7,8	1,62	9,84
9010	8,05	1,62	9,83
9260	8,3	1,66	10,04
9510	8,55	1,68	10,15
9760	8,8	1,70	10,32
10010	9,05	1,67	10,15
10260	9,3	1,74	10,56
10510	9,55	1,74	10,57
10760	9,8	1,75	10,62
11010	10,05	1,77	10,74
11260	10,3	1,82	11,00
11510	10,55	1,83	11,07
11760	10,8	1,84	11,15
12010	11,05	1,85	11,21
12260	11,3	1,91	11,55
12510	11,55	1,89	11,44
12760	11,8	1,87	11,30
13010	12,05	1,85	11,21
13260	12,3	1,85	11,24
13510	12,55	1,85	11,21

Näherung		
x	$M_{y,näherung Frame2}$	kappa Frame2
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,87	1,30E-05
1,00	1,70	2,55E-05
1,50	2,49	3,74E-05
2,00	3,26	4,88E-05
2,50	3,99	5,97E-05
3,00	4,68	7,01E-05
3,50	5,34	8,00E-05
4,00	5,97	8,94E-05
4,50	6,56	9,82E-05
5,00	7,12	1,07E-04
5,50	7,65	1,14E-04
6,00	8,14	1,22E-04
6,50	8,59	1,28E-04
7,00	9,02	1,35E-04
7,50	9,40	1,40E-04
8,00	9,76	1,46E-04
8,50	10,08	1,50E-04
9,00	10,36	1,54E-04
9,50	10,62	1,58E-04
10,00	10,83	1,61E-04
10,50	11,02	1,64E-04
11,00	11,17	1,66E-04
11,50	11,28	1,68E-04
12,00	11,36	1,69E-04
12,50	11,41	1,69E-04
12,78	11,42	1,69E-04

Variante 1c - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,312666	-1,89
1260	0,3	0,01	0,06
1510	0,55	0,47	2,82
1760	0,8	0,61	3,68
2010	1,05	0,73	4,42
2260	1,3	0,85	5,17
2510	1,55	1,16	7,05
2760	1,8	1,30	7,87
3010	2,05	1,42	8,62
3260	2,3	1,57	9,48
3510	2,55	1,80	10,93
3760	2,8	1,94	11,78
4010	3,05	2,06	12,48
4260	3,3	2,20	13,32
4510	3,55	2,34	14,17
4760	3,8	2,57	15,58
5010	4,05	2,78	16,86
5260	4,3	3,02	18,30
5510	4,55	3,19	19,33
5760	4,8	3,32	20,09
6010	5,05	3,42	20,72
6260	5,3	3,55	21,52
6510	5,55	3,64	22,08
6760	5,8	3,74	22,64
7010	6,05	3,80	23,01
7260	6,3	3,89	23,59
7510	6,55	3,96	24,02
7760	6,8	4,03	24,40
8010	7,05	4,07	24,65
8260	7,3	4,15	25,15
8510	7,55	4,22	25,56
8760	7,8	4,27	25,89
9010	8,05	4,30	26,08
9260	8,3	4,38	26,56
9510	8,55	4,44	26,88
9760	8,8	4,48	27,14
10010	9,05	4,50	27,28
10260	9,3	4,58	27,75
10510	9,55	4,62	27,99
10760	9,8	4,65	28,19
11010	10,05	4,65	28,18
11260	10,3	4,70	28,47
11510	10,55	4,70	28,49
11760	10,8	4,75	28,77
12010	11,05	4,77	28,88
12260	11,3	4,83	29,27
12510	11,55	4,85	29,40
12760	11,8	4,84	29,31
13010	12,05	4,80	29,09
13260	12,3	4,81	29,16
13510	12,55	4,81	29,13

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	2,46	3,25E-05
1,00	4,81	6,36E-05
1,50	7,05	9,35E-05
2,00	9,19	1,22E-04
2,50	11,21	1,49E-04
3,00	13,13	1,75E-04
3,50	14,94	2,00E-04
4,00	16,64	2,23E-04
4,50	18,23	2,46E-04
5,00	19,71	2,66E-04
5,50	21,08	2,86E-04
6,00	22,35	3,04E-04
6,50	23,50	3,21E-04
7,00	24,55	3,37E-04
7,50	25,49	3,51E-04
8,00	26,32	3,64E-04
8,50	27,05	3,76E-04
9,00	27,66	3,86E-04
9,50	28,17	3,95E-04
10,00	28,56	4,03E-04
10,50	28,85	4,10E-04
11,00	29,03	4,15E-04
11,50	29,10	4,19E-04
12,00	29,06	4,22E-04
12,50	28,92	4,23E-04
12,78	28,79	4,23E-04

Variante 1c - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y,ULS,Frame10}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,319796	-1,94
1260	0,3	0,35	2,13
1510	0,55	1,25	7,60
1760	0,8	1,62	9,81
2010	1,05	1,95	11,84
2260	1,3	2,31	13,97
2510	1,55	2,78	16,84
2760	1,8	3,14	19,01
3010	2,05	3,46	20,96
3260	2,3	3,81	23,11
3510	2,55	4,14	25,12
3760	2,8	4,39	26,59
4010	3,05	4,58	27,75
4260	3,3	4,83	29,27
4510	3,55	5,11	30,94
4760	3,8	5,31	32,20
5010	4,05	5,46	33,10
5260	4,3	5,69	34,48
5510	4,55	5,97	36,18
5760	4,8	6,16	37,31
6010	5,05	6,27	38,02
6260	5,3	6,48	39,28
6510	5,55	6,75	40,90
6760	5,8	6,91	41,85
7010	6,05	6,98	42,31
7260	6,3	7,17	43,44
7510	6,55	7,41	44,88
7760	6,8	7,53	45,65
8010	7,05	7,58	45,95
8260	7,3	7,74	46,94
8510	7,55	7,95	48,19
8760	7,8	8,06	48,84
9010	8,05	8,10	49,07
9260	8,3	8,25	50,02
9510	8,55	8,44	51,15
9760	8,8	8,52	51,61
10010	9,05	8,53	51,68
10260	9,3	8,66	52,50
10510	9,55	8,79	53,30
10760	9,8	8,86	53,71
11010	10,05	8,88	53,79
11260	10,3	9,01	54,58
11510	10,55	9,07	54,98
11760	10,8	9,10	55,18
12010	11,05	9,09	55,08
12260	11,3	9,19	55,67
12510	11,55	9,22	55,87
12760	11,8	9,20	55,73
13010	12,05	9,14	55,37
13260	12,3	9,22	55,85
13510	12,55	9,32	56,48

Näherung		
x-stab	$M_{y,näherung,Frame10}$	kappa Frame10
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	4,82	6,49E-05
1,00	9,41	1,27E-04
1,50	13,79	1,87E-04
2,00	17,94	2,44E-04
2,50	21,88	2,99E-04
3,00	25,59	3,51E-04
3,50	29,09	4,00E-04
4,00	32,36	4,47E-04
4,50	35,41	4,91E-04
5,00	38,24	5,33E-04
5,50	40,85	5,72E-04
6,00	43,25	6,08E-04
6,50	45,42	6,42E-04
7,00	47,36	6,73E-04
7,50	49,09	7,02E-04
8,00	50,60	7,28E-04
8,50	51,89	7,51E-04
9,00	52,95	7,72E-04
9,50	53,80	7,91E-04
10,00	54,43	8,06E-04
10,50	54,83	8,19E-04
11,00	55,02	8,30E-04
11,50	54,98	8,38E-04
12,00	54,72	8,43E-04
12,50	54,24	8,46E-04
12,78	53,88	8,46E-04

Variante 1c - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame20}}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	0,037046	0,22
1260	0,3	1,18	7,15
1510	0,55	2,59	15,67
1760	0,8	3,26	19,77
2010	1,05	3,88	23,54
2260	1,3	4,58	27,73
2510	1,55	5,29	32,05
2760	1,8	5,82	35,27
3010	2,05	6,26	37,95
3260	2,3	6,82	41,35
3510	2,55	7,56	45,83
3760	2,8	8,04	48,71
4010	3,05	8,41	50,94
4260	3,3	8,89	53,90
4510	3,55	9,64	58,40
4760	3,8	10,04	60,84
5010	4,05	10,34	62,65
5260	4,3	10,80	65,45
5510	4,55	11,42	69,19
5760	4,8	11,72	71,04
6010	5,05	11,95	72,40
6260	5,3	12,33	74,71
6510	5,55	12,88	78,04
6760	5,8	13,14	79,65
7010	6,05	13,33	80,81
7260	6,3	13,71	83,08
7510	6,55	14,20	86,06
7760	6,8	14,45	87,58
8010	7,05	14,59	88,42
8260	7,3	14,95	90,59
8510	7,55	15,38	93,21
8760	7,8	15,61	94,62
9010	8,05	15,77	95,55
9260	8,3	16,13	97,73
9510	8,55	16,53	100,19
9760	8,8	16,67	101,02
10010	9,05	16,75	101,50
10260	9,3	17,07	103,47
10510	9,55	17,38	105,35
10760	9,8	17,49	105,99
11010	10,05	17,54	106,29
11260	10,3	17,78	107,75
11510	10,55	17,84	108,13
11760	10,8	17,95	108,79
12010	11,05	17,97	108,93
12260	11,3	18,16	110,08
12510	11,55	18,14	109,92
12760	11,8	18,19	110,26
13010	12,05	18,18	110,19
13260	12,3	18,37	111,35
13510	12,55	18,37	111,33

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame20}}$	kappa Frame20
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	9,05	1,30E-04
1,00	17,70	2,55E-04
1,50	25,96	3,74E-04
2,00	33,84	4,88E-04
2,50	41,32	5,97E-04
3,00	48,41	7,01E-04
3,50	55,11	8,00E-04
4,00	61,42	8,94E-04
4,50	67,34	9,82E-04
5,00	72,86	1,07E-03
5,50	78,00	1,14E-03
6,00	82,75	1,22E-03
6,50	87,10	1,28E-03
7,00	91,07	1,35E-03
7,50	94,64	1,40E-03
8,00	97,82	1,46E-03
8,50	100,62	1,50E-03
9,00	103,02	1,54E-03
9,50	105,03	1,58E-03
10,00	106,65	1,61E-03
10,50	107,88	1,64E-03
11,00	108,71	1,66E-03
11,50	109,16	1,68E-03
12,00	109,22	1,69E-03
12,50	108,88	1,69E-03
12,78	108,52	1,69E-03

Variante 2a - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame2}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,131964	-0,80
1260	0,3	0,05	0,33
1510	0,55	0,10	0,59
1760	0,8	0,12	0,70
2010	1,05	0,10	0,62
2260	1,3	0,28	1,69
2510	1,55	0,38	2,30
2760	1,8	0,34	2,05
3010	2,05	0,30	1,83
3260	2,3	0,53	3,21
3510	2,55	0,64	3,90
3760	2,8	0,58	3,54
4010	3,05	0,54	3,29
4260	3,3	0,77	4,64
4510	3,55	0,83	5,03
4760	3,8	0,77	4,65
5010	4,05	0,72	4,36
5260	4,3	0,93	5,66
5510	4,55	1,02	6,20
5760	4,8	1,02	6,16
6010	5,05	0,99	5,97
6260	5,3	1,15	6,99
6510	5,55	1,21	7,33
6760	5,8	1,22	7,38
7010	6,05	1,17	7,11
7260	6,3	1,32	7,98
7510	6,55	1,38	8,33
7760	6,8	1,35	8,16
8010	7,05	1,35	8,17
8260	7,3	1,47	8,92
8510	7,55	1,48	8,99
8760	7,8	1,40	8,51
9010	8,05	1,39	8,44
9260	8,3	1,53	9,25
9510	8,55	1,56	9,48
9760	8,8	1,51	9,13
10010	9,05	1,53	9,25
10260	9,3	1,58	9,60
10510	9,55	1,48	8,98
10760	9,8	1,43	8,65
11010	10,05	1,41	8,53
11260	10,3	1,36	8,24
11510	10,55	1,42	8,58
11760	10,8	1,45	8,79
12010	11,05	1,44	8,72
12260	11,3	1,48	8,99
12510	11,55	1,70	10,30
12760	11,8	1,90	11,49
13010	12,05	2,04	12,35
13260	12,3	2,33	14,13
13510	12,55	2,44	14,76

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame2}	kappa Frame2
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,69	1,30E-05
1,00	1,36	2,55E-05
1,50	2,01	3,74E-05
2,00	2,64	4,88E-05
2,50	3,25	5,97E-05
3,00	3,84	7,01E-05
3,50	4,41	8,00E-05
4,00	4,96	8,94E-05
4,50	5,49	9,82E-05
5,00	6,01	1,07E-04
5,50	6,50	1,14E-04
6,00	6,97	1,22E-04
6,50	7,42	1,28E-04
7,00	7,86	1,35E-04
7,50	8,27	1,40E-04
8,00	8,67	1,46E-04
8,50	9,04	1,50E-04
9,00	9,39	1,54E-04
9,50	9,73	1,58E-04
10,00	10,04	1,61E-04
10,50	10,34	1,64E-04
11,00	10,62	1,66E-04
11,50	10,87	1,68E-04
12,00	11,11	1,69E-04
12,50	11,33	1,69E-04
12,78	11,44	1,69E-04

Variante 2a - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,165855	-1,01
1260	0,3	0,23	1,38
1510	0,55	0,36	2,16
1760	0,8	0,49	2,97
2010	1,05	0,60	3,63
2260	1,3	1,08	6,56
2510	1,55	1,26	7,64
2760	1,8	1,40	8,45
3010	2,05	1,52	9,21
3260	2,3	1,94	11,73
3510	2,55	2,07	12,54
3760	2,8	2,18	13,21
4010	3,05	2,28	13,80
4260	3,3	2,12	12,87
4510	3,55	2,13	12,91
4760	3,8	2,14	12,95
5010	4,05	2,15	13,04
5260	4,3	2,33	14,10
5510	4,55	2,32	14,07
5760	4,8	2,30	13,92
6010	5,05	2,30	13,95
6260	5,3	2,62	15,89
6510	5,55	2,62	15,89
6760	5,8	2,58	15,65
7010	6,05	2,54	15,41
7260	6,3	2,88	17,46
7510	6,55	2,85	17,30
7760	6,8	2,75	16,68
8010	7,05	2,67	16,20
8260	7,3	2,68	16,26
8510	7,55	2,71	16,43
8760	7,8	2,75	16,64
9010	8,05	2,78	16,86
9260	8,3	3,91	23,67
9510	8,55	4,10	24,85
9760	8,8	3,96	24,01
10010	9,05	3,83	23,22
10260	9,3	3,47	21,04
10510	9,55	3,33	20,21
10760	9,8	3,22	19,52
11010	10,05	3,11	18,86
11260	10,3	4,17	25,29
11510	10,55	4,40	26,68
11760	10,8	4,27	25,87
12010	11,05	4,15	25,13
12260	11,3	4,02	24,34
12510	11,55	3,97	24,07
12760	11,8	3,94	23,90
13010	12,05	3,93	23,84
13260	12,3	4,50	27,26
13510	12,55	4,94	29,92

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	1,77	3,25E-05
1,00	3,48	6,36E-05
1,50	5,13	9,35E-05
2,00	6,71	1,22E-04
2,50	8,23	1,49E-04
3,00	9,69	1,75E-04
3,50	11,08	2,00E-04
4,00	12,40	2,23E-04
4,50	13,66	2,46E-04
5,00	14,86	2,66E-04
5,50	15,99	2,86E-04
6,00	17,06	3,04E-04
6,50	18,07	3,21E-04
7,00	19,01	3,37E-04
7,50	19,89	3,51E-04
8,00	20,70	3,64E-04
8,50	21,45	3,76E-04
9,00	22,13	3,86E-04
9,50	22,75	3,95E-04
10,00	23,31	4,03E-04
10,50	23,80	4,10E-04
11,00	24,23	4,15E-04
11,50	24,59	4,19E-04
12,00	24,89	4,22E-04
12,50	25,13	4,23E-04
12,78	25,23	4,23E-04

Variante 2a - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame10}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,075025	-0,45
1260	0,3	0,66	3,97
1510	0,55	1,05	6,38
1760	0,8	1,44	8,73
2010	1,05	1,83	11,07
2260	1,3	2,52	15,30
2510	1,55	2,74	16,59
2760	1,8	2,94	17,82
3010	2,05	3,15	19,08
3260	2,3	3,07	18,63
3510	2,55	3,16	19,15
3760	2,8	3,22	19,52
4010	3,05	3,28	19,87
4260	3,3	4,00	24,22
4510	3,55	4,12	24,95
4760	3,8	4,07	24,66
5010	4,05	4,03	24,43
5260	4,3	4,92	29,81
5510	4,55	5,06	30,67
5760	4,8	4,91	29,73
6010	5,05	4,78	28,95
6260	5,3	5,66	34,28
6510	5,55	5,75	34,85
6760	5,8	5,51	33,38
7010	6,05	5,30	32,09
7260	6,3	6,37	38,62
7510	6,55	6,49	39,35
7760	6,8	6,18	37,45
8010	7,05	5,89	35,72
8260	7,3	6,78	41,11
8510	7,55	6,71	40,67
8760	7,8	6,54	39,61
9010	8,05	6,38	38,66
9260	8,3	7,28	44,12
9510	8,55	7,80	47,27
9760	8,8	7,51	45,52
10010	9,05	7,24	43,87
10260	9,3	7,61	46,11
10510	9,55	7,38	44,75
10760	9,8	7,14	43,28
11010	10,05	6,96	42,16
11260	10,3	7,95	48,20
11510	10,55	8,70	52,70
11760	10,8	8,12	49,24
12010	11,05	7,53	45,66
12260	11,3	7,36	44,59
12510	11,55	7,25	43,93
12760	11,8	7,14	43,27
13010	12,05	7,15	43,33
13260	12,3	8,31	50,34
13510	12,55	9,16	55,52

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame10}	kappa Frame10
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	3,93	6,49E-05
1,00	7,68	1,27E-04
1,50	11,26	1,87E-04
2,00	14,68	2,44E-04
2,50	17,92	2,99E-04
3,00	21,00	3,51E-04
3,50	23,90	4,00E-04
4,00	26,63	4,47E-04
4,50	29,19	4,91E-04
5,00	31,59	5,33E-04
5,50	33,81	5,72E-04
6,00	35,86	6,08E-04
6,50	37,74	6,42E-04
7,00	39,45	6,73E-04
7,50	40,99	7,02E-04
8,00	42,36	7,28E-04
8,50	43,56	7,51E-04
9,00	44,59	7,72E-04
9,50	45,45	7,91E-04
10,00	46,14	8,06E-04
10,50	46,66	8,19E-04
11,00	47,00	8,30E-04
11,50	47,18	8,38E-04
12,00	47,19	8,43E-04
12,50	47,02	8,46E-04
12,78	46,86	8,46E-04

Variante 2a - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame20}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	0,1416	0,86
1260	0,3	1,23	7,46
1510	0,55	1,99	12,04
1760	0,8	2,64	16,01
2010	1,05	3,29	19,95
2260	1,3	3,64	22,07
2510	1,55	3,98	24,13
2760	1,8	4,24	25,70
3010	2,05	4,49	27,21
3260	2,3	5,73	34,72
3510	2,55	6,18	37,44
3760	2,8	6,18	37,42
4010	3,05	6,18	37,46
4260	3,3	7,85	47,55
4510	3,55	8,32	50,42
4760	3,8	8,09	49,01
5010	4,05	7,89	47,84
5260	4,3	9,77	59,19
5510	4,55	10,19	61,76
5760	4,8	9,77	59,21
6010	5,05	9,42	57,06
6260	5,3	11,46	69,48
6510	5,55	11,86	71,90
6760	5,8	11,25	68,19
7010	6,05	10,73	65,04
7260	6,3	12,98	78,67
7510	6,55	13,34	80,83
7760	6,8	12,59	76,33
8010	7,05	11,93	72,32
8260	7,3	13,79	83,60
8510	7,55	13,66	82,81
8760	7,8	13,28	80,48
9010	8,05	13,06	79,13
9260	8,3	14,94	90,56
9510	8,55	16,41	99,45
9760	8,8	15,48	93,81
10010	9,05	14,52	87,99
10260	9,3	15,48	93,84
10510	9,55	15,06	91,28
10760	9,8	14,64	88,70
11010	10,05	14,36	87,03
11260	10,3	16,51	100,04
11510	10,55	18,06	109,44
11760	10,8	16,80	101,81
12010	11,05	15,23	92,30
12260	11,3	16,03	97,14
12510	11,55	15,65	94,83
12760	11,8	14,92	90,42
13010	12,05	14,33	86,82
13260	12,3	16,79	101,78
13510	12,55	18,13	109,85

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame20}	kappa Frame20
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	7,69	1,30E-04
1,00	15,07	2,55E-04
1,50	22,14	3,74E-04
2,00	28,89	4,88E-04
2,50	35,34	5,97E-04
3,00	41,47	7,01E-04
3,50	47,28	8,00E-04
4,00	52,79	8,94E-04
4,50	57,98	9,82E-04
5,00	62,86	1,07E-03
5,50	67,43	1,14E-03
6,00	71,69	1,22E-03
6,50	75,63	1,28E-03
7,00	79,26	1,35E-03
7,50	82,58	1,40E-03
8,00	85,59	1,46E-03
8,50	88,28	1,50E-03
9,00	90,67	1,54E-03
9,50	92,74	1,58E-03
10,00	94,50	1,61E-03
10,50	95,94	1,64E-03
11,00	97,07	1,66E-03
11,50	97,89	1,68E-03
12,00	98,40	1,69E-03
12,50	98,60	1,69E-03
12,78	98,57	1,69E-03

Variante 2b - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame2}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,104167	-0,63
1260	0,3	0,07	0,40
1510	0,55	0,13	0,80
1760	0,8	0,17	1,00
2010	1,05	0,14	0,82
2260	1,3	0,34	2,08
2510	1,55	0,40	2,41
2760	1,8	0,40	2,40
3010	2,05	0,34	2,05
3260	2,3	0,53	3,19
3510	2,55	0,63	3,85
3760	2,8	0,60	3,61
4010	3,05	0,55	3,34
4260	3,3	0,84	5,11
4510	3,55	0,85	5,18
4760	3,8	0,77	4,70
5010	4,05	0,73	4,44
5260	4,3	1,03	6,25
5510	4,55	1,03	6,25
5760	4,8	1,00	6,04
6010	5,05	0,91	5,53
6260	5,3	1,14	6,89
6510	5,55	1,06	6,42
6760	5,8	1,05	6,38
7010	6,05	1,14	6,93
7260	6,3	1,35	8,21
7510	6,55	1,36	8,25
7760	6,8	1,32	7,99
8010	7,05	1,36	8,22
8260	7,3	1,58	9,58
8510	7,55	1,59	9,63
8760	7,8	1,53	9,30
9010	8,05	1,49	9,03
9260	8,3	1,54	9,31
9510	8,55	1,53	9,28
9760	8,8	1,55	9,42
10010	9,05	1,55	9,39
10260	9,3	1,62	9,81
10510	9,55	1,70	10,28
10760	9,8	1,76	10,67
11010	10,05	1,74	10,56
11260	10,3	1,89	11,48
11510	10,55	1,91	11,60
11760	10,8	1,83	11,11
12010	11,05	1,86	11,25
12260	11,3	1,90	11,49
12510	11,55	1,80	10,92
12760	11,8	1,78	10,81
13010	12,05	1,75	10,59
13260	12,3	2,04	12,35
13510	12,55	2,16	13,06

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame2}	kappa Frame2
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,72	1,30E-05
1,00	1,42	2,55E-05
1,50	2,10	3,74E-05
2,00	2,76	4,88E-05
2,50	3,40	5,97E-05
3,00	4,02	7,01E-05
3,50	4,62	8,00E-05
4,00	5,20	8,94E-05
4,50	5,76	9,82E-05
5,00	6,30	1,07E-04
5,50	6,82	1,14E-04
6,00	7,32	1,22E-04
6,50	7,80	1,28E-04
7,00	8,26	1,35E-04
7,50	8,70	1,40E-04
8,00	9,12	1,46E-04
8,50	9,52	1,50E-04
9,00	9,90	1,54E-04
9,50	10,26	1,58E-04
10,00	10,60	1,61E-04
10,50	10,92	1,64E-04
11,00	11,22	1,66E-04
11,50	11,50	1,68E-04
12,00	11,76	1,69E-04
12,50	12,00	1,69E-04
12,78	12,12	1,69E-04

Variante 2b - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,252139	-1,53
1260	0,3	0,15	0,93
1510	0,55	0,28	1,72
1760	0,8	0,32	1,95
2010	1,05	0,36	2,17
2260	1,3	0,81	4,92
2510	1,55	0,96	5,80
2760	1,8	0,94	5,69
3010	2,05	0,94	5,68
3260	2,3	1,42	8,60
3510	2,55	1,53	9,27
3760	2,8	1,47	8,90
4010	3,05	1,38	8,37
4260	3,3	1,91	11,56
4510	3,55	1,97	11,96
4760	3,8	1,97	11,93
5010	4,05	1,91	11,56
5260	4,3	2,37	14,34
5510	4,55	2,38	14,45
5760	4,8	2,35	14,22
6010	5,05	2,26	13,69
6260	5,3	2,72	16,45
6510	5,55	2,79	16,88
6760	5,8	2,77	16,76
7010	6,05	2,71	16,41
7260	6,3	3,22	19,50
7510	6,55	3,26	19,77
7760	6,8	3,20	19,41
8010	7,05	3,16	19,17
8260	7,3	3,66	22,19
8510	7,55	3,68	22,29
8760	7,8	3,63	21,97
9010	8,05	3,58	21,69
9260	8,3	4,02	24,33
9510	8,55	4,03	24,42
9760	8,8	3,97	24,04
10010	9,05	3,93	23,84
10260	9,3	4,31	26,13
10510	9,55	4,32	26,19
10760	9,8	4,27	25,85
11010	10,05	4,23	25,66
11260	10,3	4,65	28,17
11510	10,55	4,69	28,40
11760	10,8	4,56	27,61
12010	11,05	4,43	26,84
12260	11,3	4,80	29,10
12510	11,55	4,79	29,02
12760	11,8	4,69	28,41
13010	12,05	4,59	27,82
13260	12,3	4,94	29,92
13510	12,55	5,27	31,94

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	1,72	3,25E-05
1,00	3,39	6,36E-05
1,50	5,03	9,35E-05
2,00	6,62	1,22E-04
2,50	8,17	1,49E-04
3,00	9,68	1,75E-04
3,50	11,14	2,00E-04
4,00	12,57	2,23E-04
4,50	13,95	2,46E-04
5,00	15,29	2,66E-04
5,50	16,59	2,86E-04
6,00	17,85	3,04E-04
6,50	19,06	3,21E-04
7,00	20,23	3,37E-04
7,50	21,36	3,51E-04
8,00	22,45	3,64E-04
8,50	23,50	3,76E-04
9,00	24,51	3,86E-04
9,50	25,47	3,95E-04
10,00	26,39	4,03E-04
10,50	27,27	4,10E-04
11,00	28,11	4,15E-04
11,50	28,90	4,19E-04
12,00	29,66	4,22E-04
12,50	30,37	4,23E-04
12,78	30,75	4,23E-04

Variante 2b - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _y ULS,Frame10	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,424907	-2,58
1260	0,3	0,28	1,72
1510	0,55	0,49	3,00
1760	0,8	0,63	3,84
2010	1,05	0,76	4,61
2260	1,3	1,48	8,99
2510	1,55	1,67	10,10
2760	1,8	1,77	10,74
3010	2,05	1,85	11,21
3260	2,3	2,56	15,51
3510	2,55	2,76	16,75
3760	2,8	2,79	16,90
4010	3,05	2,80	16,98
4260	3,3	3,49	21,12
4510	3,55	3,67	22,24
4760	3,8	3,69	22,38
5010	4,05	3,69	22,35
5260	4,3	4,41	26,70
5510	4,55	4,63	28,06
5760	4,8	4,63	28,06
6010	5,05	4,61	27,93
6260	5,3	5,28	32,02
6510	5,55	5,56	33,67
6760	5,8	5,57	33,75
7010	6,05	5,56	33,71
7260	6,3	6,18	37,44
7510	6,55	6,37	38,59
7760	6,8	6,42	38,88
8010	7,05	6,47	39,23
8260	7,3	6,95	42,10
8510	7,55	7,06	42,78
8760	7,8	7,17	43,48
9010	8,05	7,28	44,13
9260	8,3	7,61	46,10
9510	8,55	7,71	46,74
9760	8,8	7,84	47,49
10010	9,05	7,97	48,27
10260	9,3	8,20	49,70
10510	9,55	8,27	50,15
10760	9,8	8,36	50,65
11010	10,05	8,46	51,25
11260	10,3	8,65	52,43
11510	10,55	8,69	52,68
11760	10,8	8,77	53,12
12010	11,05	8,85	53,62
12260	11,3	9,01	54,61
12510	11,55	9,04	54,79
12760	11,8	9,09	55,11
13010	12,05	9,18	55,62
13260	12,3	9,24	56,01
13510	12,55	9,06	54,92

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung} Frame10	kappa Frame10
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	3,43	6,49E-05
1,00	6,77	1,27E-04
1,50	10,01	1,87E-04
2,00	13,15	2,44E-04
2,50	16,21	2,99E-04
3,00	19,17	3,51E-04
3,50	22,03	4,00E-04
4,00	24,80	4,47E-04
4,50	27,47	4,91E-04
5,00	30,05	5,33E-04
5,50	32,54	5,72E-04
6,00	34,93	6,08E-04
6,50	37,23	6,42E-04
7,00	39,43	6,73E-04
7,50	41,54	7,02E-04
8,00	43,56	7,28E-04
8,50	45,48	7,51E-04
9,00	47,30	7,72E-04
9,50	49,04	7,91E-04
10,00	50,67	8,06E-04
10,50	52,22	8,19E-04
11,00	53,67	8,30E-04
11,50	55,02	8,38E-04
12,00	56,28	8,43E-04
12,50	57,44	8,46E-04
12,78	58,06	8,46E-04

Variante 2b - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x [mm]	x - stab [m]	M _y ULS, Frame20	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,651	-3,95
1260	0,3	0,36	2,19
1510	0,55	0,82	4,99
1760	0,8	1,23	7,42
2010	1,05	1,59	9,62
2260	1,3	2,80	16,96
2510	1,55	3,18	19,25
2760	1,8	3,47	21,02
3010	2,05	3,71	22,47
3260	2,3	4,95	30,01
3510	2,55	5,45	33,05
3760	2,8	5,73	34,70
4010	3,05	5,96	36,13
4260	3,3	6,85	41,50
4510	3,55	7,31	44,30
4760	3,8	7,77	47,11
5010	4,05	8,24	49,94
5260	4,3	8,95	54,27
5510	4,55	9,31	56,39
5760	4,8	9,70	58,76
6010	5,05	10,11	61,29
6260	5,3	10,63	64,44
6510	5,55	10,91	66,12
6760	5,8	11,27	68,28
7010	6,05	11,67	70,72
7260	6,3	12,04	72,99
7510	6,55	12,27	74,35
7760	6,8	12,61	76,39
8010	7,05	13,01	78,85
8260	7,3	13,26	80,36
8510	7,55	13,41	81,27
8760	7,8	13,71	83,12
9010	8,05	14,10	85,46
9260	8,3	14,22	86,18
9510	8,55	14,34	86,90
9760	8,8	14,63	88,68
10010	9,05	15,04	91,12
10260	9,3	15,19	92,08
10510	9,55	15,38	93,23
10760	9,8	15,62	94,66
11010	10,05	15,93	96,55
11260	10,3	15,92	96,48
11510	10,55	15,93	96,57
11760	10,8	16,05	97,28
12010	11,05	16,32	98,93
12260	11,3	16,35	99,10
12510	11,55	16,37	99,22
12760	11,8	16,41	99,44
13010	12,05	16,59	100,56
13260	12,3	16,55	100,29
13510	12,55	16,57	100,44

Näherung		
x-stab [m]	M _{y,näherung} Frame20 [kNm]	kappa Frame20 [1/m]
0,50	7,17	1,30E-04
1,00	14,09	2,55E-04
1,50	20,74	3,74E-04
2,00	27,15	4,88E-04
2,50	33,29	5,97E-04
3,00	39,18	7,01E-04
3,50	44,81	8,00E-04
4,00	50,18	8,94E-04
4,50	55,29	9,82E-04
5,00	60,15	1,07E-03
5,50	64,75	1,14E-03
6,00	69,10	1,22E-03
6,50	73,19	1,28E-03
7,00	77,02	1,35E-03
7,50	80,59	1,40E-03
8,00	83,91	1,46E-03
8,50	86,97	1,50E-03
9,00	89,77	1,54E-03
9,50	92,31	1,58E-03
10,00	94,60	1,61E-03
10,50	96,63	1,64E-03
11,00	98,41	1,66E-03
11,50	99,93	1,68E-03
12,00	101,19	1,69E-03
12,50	102,19	1,69E-03
12,78	102,64	1,69E-03

Variante 2c - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame2}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,09	-0,56
1260	0,3	0,07	0,42
1510	0,55	0,13	0,77
1760	0,8	0,15	0,93
2010	1,05	0,16	0,97
2260	1,3	0,34	2,08
2510	1,55	0,41	2,49
2760	1,8	0,40	2,40
3010	2,05	0,40	2,45
3260	2,3	0,59	3,61
3510	2,55	0,66	3,99
3760	2,8	0,64	3,89
4010	3,05	0,62	3,79
4260	3,3	0,84	5,06
4510	3,55	0,91	5,50
4760	3,8	0,87	5,26
5010	4,05	0,89	5,41
5260	4,3	1,044	6,33
5510	4,55	1,117	6,77
5760	4,8	1,122	6,80
6010	5,05	1,096	6,64
6260	5,3	1,255	7,61
6510	5,55	1,315	7,97
6760	5,8	1,304	7,90
7010	6,05	1,318	7,99
7260	6,3	1,431	8,67
7510	6,55	1,482	8,98
7760	6,8	1,488	9,02
8010	7,05	1,509	9,15
8260	7,3	1,563	9,47
8510	7,55	1,599	9,69
8760	7,8	1,603	9,72
9010	8,05	1,648	9,99
9260	8,3	1,695	10,27
9510	8,55	1,728	10,47
9760	8,8	1,757	10,65
10010	9,05	1,777	10,77
10260	9,3	1,822	11,04
10510	9,55	1,85	11,21
10760	9,8	1,867	11,32
11010	10,05	1,88	11,39
11260	10,3	1,928	11,68
11510	10,55	1,945	11,79
11760	10,8	1,962	11,89
12010	11,05	1,972	11,95
12260	11,3	1,985	12,03
12510	11,55	1,975	11,97
12760	11,8	1,979	11,99
13010	12,05	2,008	12,17
13260	12,3	2,062	12,50
13510	12,55	2,091	12,67

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame2}	kappa Frame2
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,82	1,30E-05
1,00	1,61	2,55E-05
1,50	2,37	3,74E-05
2,00	3,11	4,88E-05
2,50	3,82	5,97E-05
3,00	4,51	7,01E-05
3,50	5,17	8,00E-05
4,00	5,81	8,94E-05
4,50	6,41	9,82E-05
5,00	7,00	1,07E-04
5,50	7,55	1,14E-04
6,00	8,08	1,22E-04
6,50	8,59	1,28E-04
7,00	9,06	1,35E-04
7,50	9,51	1,40E-04
8,00	9,94	1,46E-04
8,50	10,34	1,50E-04
9,00	10,71	1,54E-04
9,50	11,06	1,58E-04
10,00	11,38	1,61E-04
10,50	11,67	1,64E-04
11,00	11,94	1,66E-04
11,50	12,18	1,68E-04
12,00	12,40	1,69E-04
12,50	12,59	1,69E-04
12,78	12,69	1,69E-04

Variante 2c - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,20	-1,21
1260	0,3	0,21	1,27
1510	0,55	0,34	2,04
1760	0,8	0,43	2,61
2010	1,05	0,51	3,09
2260	1,3	0,95	5,74
2510	1,55	1,092	6,62
2760	1,8	1,219	7,39
3010	2,05	1,333	8,08
3260	2,3	1,669	10,12
3510	2,55	1,825	11,06
3760	2,8	1,977	11,98
4010	3,05	2,144	12,99
4260	3,3	2,407	14,59
4510	3,55	2,602	15,77
4760	3,8	2,796	16,95
5010	4,05	3,005	18,21
5260	4,3	3,154	19,12
5510	4,55	3,282	19,89
5760	4,8	3,407	20,65
6010	5,05	3,536	21,43
6260	5,3	3,644	22,08
6510	5,55	3,731	22,61
6760	5,8	3,815	23,12
7010	6,05	3,91	23,70
7260	6,3	4,002	24,25
7510	6,55	4,06	24,61
7760	6,8	4,123	24,99
8010	7,05	4,198	25,44
8260	7,3	4,293	26,02
8510	7,55	4,362	26,44
8760	7,8	4,429	26,84
9010	8,05	4,511	27,34
9260	8,3	4,586	27,79
9510	8,55	4,634	28,08
9760	8,8	4,682	28,38
10010	9,05	4,742	28,74
10260	9,3	4,807	29,13
10510	9,55	4,84	29,33
10760	9,8	4,884	29,60
11010	10,05	4,939	29,93
11260	10,3	4,983	30,20
11510	10,55	5,005	30,33
11760	10,8	5,032	30,50
12010	11,05	5,076	30,76
12260	11,3	5,095	30,88
12510	11,55	5,113	30,99
12760	11,8	5,124	31,05
13010	12,05	5,151	31,22
13260	12,3	5,094	30,87
13510	12,55	4,95	30,00

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	2,53	3,25E-05
1,00	4,94	6,36E-05
1,50	7,25	9,35E-05
2,00	9,46	1,22E-04
2,50	11,55	1,49E-04
3,00	13,53	1,75E-04
3,50	15,41	2,00E-04
4,00	17,18	2,23E-04
4,50	18,84	2,46E-04
5,00	20,40	2,66E-04
5,50	21,84	2,86E-04
6,00	23,18	3,04E-04
6,50	24,41	3,21E-04
7,00	25,53	3,37E-04
7,50	26,54	3,51E-04
8,00	27,45	3,64E-04
8,50	28,25	3,76E-04
9,00	28,94	3,86E-04
9,50	29,52	3,95E-04
10,00	29,99	4,03E-04
10,50	30,36	4,10E-04
11,00	30,61	4,15E-04
11,50	30,76	4,19E-04
12,00	30,80	4,22E-04
12,50	30,74	4,23E-04
12,78	30,65	4,23E-04

Variante 2c - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _y ULS,Frame10	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,151265	-0,92
1260	0,3	0,561555	3,40
1510	0,55	0,949472	5,75
1760	0,8	1,334	8,08
2010	1,05	1,703	10,32
2260	1,3	2,357	14,28
2510	1,55	2,733	16,56
2760	1,8	3,098	18,78
3010	2,05	3,474	21,05
3260	2,3	3,843	23,29
3510	2,55	4,116	24,95
3760	2,8	4,387	26,59
4010	3,05	4,654	28,21
4260	3,3	4,947	29,98
4510	3,55	5,145	31,18
4760	3,8	5,347	32,41
5010	4,05	5,551	33,64
5260	4,3	5,848	35,44
5510	4,55	6,025	36,52
5760	4,8	6,201	37,58
6010	5,05	6,384	38,69
6260	5,3	6,681	40,49
6510	5,55	6,838	41,44
6760	5,8	6,997	42,41
7010	6,05	7,158	43,38
7260	6,3	7,456	45,19
7510	6,55	7,591	46,01
7760	6,8	7,73	46,85
8010	7,05	7,876	47,73
8260	7,3	8,185	49,61
8510	7,55	8,301	50,31
8760	7,8	8,427	51,07
9010	8,05	8,562	51,89
9260	8,3	8,818	53,44
9510	8,55	8,906	53,98
9760	8,8	8,999	54,54
10010	9,05	9,104	55,18
10260	9,3	9,322	56,50
10510	9,55	9,381	56,85
10760	9,8	9,454	57,30
11010	10,05	9,547	57,86
11260	10,3	9,71	58,85
11510	10,55	9,736	59,01
11760	10,8	9,784	59,30
12010	11,05	9,851	59,70
12260	11,3	9,982	60,50
12510	11,55	9,993	60,56
12760	11,8	10,012	60,68
13010	12,05	10,057	60,95
13260	12,3	10,192	61,77
13510	12,55	9,818	59,50

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung} Frame10	kappa Frame10
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	4,82	6,49E-05
1,00	9,44	1,27E-04
1,50	13,86	1,87E-04
2,00	18,08	2,44E-04
2,50	22,09	2,99E-04
3,00	25,90	3,51E-04
3,50	29,51	4,00E-04
4,00	32,92	4,47E-04
4,50	36,13	4,91E-04
5,00	39,13	5,33E-04
5,50	41,93	5,72E-04
6,00	44,53	6,08E-04
6,50	46,93	6,42E-04
7,00	49,12	6,73E-04
7,50	51,11	7,02E-04
8,00	52,90	7,28E-04
8,50	54,49	7,51E-04
9,00	55,88	7,72E-04
9,50	57,06	7,91E-04
10,00	58,04	8,06E-04
10,50	58,82	8,19E-04
11,00	59,40	8,30E-04
11,50	59,77	8,38E-04
12,00	59,95	8,43E-04
12,50	59,92	8,46E-04
12,78	59,81	8,46E-04

Variante 2c - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame20}}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	0,088112	0,53
1260	0,3	1,286	7,79
1510	0,55	2,046	12,40
1760	0,8	2,811	17,04
2010	1,05	3,546	21,49
2260	1,3	4,322	26,19
2510	1,55	4,841	29,34
2760	1,8	5,366	32,52
3010	2,05	5,859	35,51
3260	2,3	6,651	40,31
3510	2,55	7,134	43,24
3760	2,8	7,627	46,22
4010	3,05	8,097	49,07
4260	3,3	8,886	53,85
4510	3,55	9,312	56,44
4760	3,8	9,749	59,08
5010	4,05	10,182	61,71
5260	4,3	10,906	66,10
5510	4,55	11,245	68,15
5760	4,8	11,616	70,40
6010	5,05	11,985	72,64
6260	5,3	12,638	76,59
6510	5,55	12,91	78,24
6760	5,8	13,23	80,18
7010	6,05	13,572	82,25
7260	6,3	14,143	85,72
7510	6,55	14,344	86,93
7760	6,8	14,651	88,79
8010	7,05	14,968	90,72
8260	7,3	15,475	93,79
8510	7,55	15,635	94,76
8760	7,8	15,904	96,39
9010	8,05	16,241	98,43
9260	8,3	16,66	100,97
9510	8,55	16,788	101,75
9760	8,8	17,053	103,35
10010	9,05	17,365	105,24
10260	9,3	17,732	107,47
10510	9,55	17,771	107,70
10760	9,8	18,019	109,21
11010	10,05	18,319	111,02
11260	10,3	18,611	112,79
11510	10,55	18,612	112,80
11760	10,8	18,819	114,05
12010	11,05	19,077	115,62
12260	11,3	19,292	116,92
12510	11,55	19,241	116,61
12760	11,8	19,398	117,56
13010	12,05	19,623	118,93
13260	12,3	19,353	117,29
13510	12,55	17,887	108,41

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame20}}$	kappa Frame20
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	8,89	1,30E-04
1,00	17,43	2,55E-04
1,50	25,61	3,74E-04
2,00	33,43	4,88E-04
2,50	40,90	5,97E-04
3,00	48,02	7,01E-04
3,50	54,78	8,00E-04
4,00	61,19	8,94E-04
4,50	67,24	9,82E-04
5,00	72,94	1,07E-03
5,50	78,28	1,14E-03
6,00	83,27	1,22E-03
6,50	87,90	1,28E-03
7,00	92,18	1,35E-03
7,50	96,11	1,40E-03
8,00	99,68	1,46E-03
8,50	102,89	1,50E-03
9,00	105,75	1,54E-03
9,50	108,26	1,58E-03
10,00	110,41	1,61E-03
10,50	112,20	1,64E-03
11,00	113,65	1,66E-03
11,50	114,73	1,68E-03
12,00	115,46	1,69E-03
12,50	115,84	1,69E-03
12,78	115,90	1,69E-03

Variante 3 - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame2}}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,283623	-1,72
1260	0,3	-0,20	-1,20
1510	0,55	-0,14	-0,88
1760	0,8	-0,08	-0,51
2010	1,05	0,00	-0,02
2260	1,3	0,03	0,19
2510	1,55	0,10	0,63
2760	1,8	0,19	1,13
3010	2,05	0,24	1,46
3260	2,3	0,30	1,79
3510	2,55	0,41	2,47
3760	2,8	0,43	2,60
4010	3,05	0,45	2,75
4260	3,3	0,43	2,63
4510	3,55	0,51	3,08
4760	3,8	0,64	3,87
5010	4,05	0,72	4,39
5260	4,3	0,71	4,33
5510	4,55	0,76	4,59
5760	4,8	0,82	4,96
6010	5,05	0,89	5,37
6260	5,3	0,92	5,58
6510	5,55	0,96	5,79
6760	5,8	1,02	6,15
7010	6,05	1,07	6,51
7260	6,3	1,09	6,61
7510	6,55	1,13	6,86
7760	6,8	1,17	7,07
8010	7,05	1,22	7,40
8260	7,3	1,26	7,64
8510	7,55	1,39	8,42
8760	7,8	1,40	8,50
9010	8,05	1,42	8,59
9260	8,3	1,44	8,73
9510	8,55	1,56	9,47
9760	8,8	1,58	9,56
10010	9,05	1,51	9,16
10260	9,3	1,69	10,22
10510	9,55	1,78	10,80
10760	9,8	1,74	10,53
11010	10,05	1,77	10,72
11260	10,3	1,75	10,62
11510	10,55	1,85	11,21
11760	10,8	1,93	11,67
12010	11,05	1,88	11,42
12260	11,3	2,07	12,56
12510	11,55	2,13	12,90
12760	11,8	2,21	13,38
13010	12,05	2,21	13,39
13260	12,3	2,33	14,09
13510	12,55	2,52	15,27

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame2}}$	kappa Frame2
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,45	1,30E-05
1,00	0,91	2,55E-05
1,50	1,38	3,74E-05
2,00	1,86	4,88E-05
2,50	2,35	5,97E-05
3,00	2,85	7,01E-05
3,50	3,36	8,00E-05
4,00	3,88	8,94E-05
4,50	4,41	9,82E-05
5,00	4,95	1,07E-04
5,50	5,50	1,14E-04
6,00	6,06	1,22E-04
6,50	6,64	1,28E-04
7,00	7,22	1,35E-04
7,50	7,81	1,40E-04
8,00	8,41	1,46E-04
8,50	9,02	1,50E-04
9,00	9,64	1,54E-04
9,50	10,27	1,58E-04
10,00	10,92	1,61E-04
10,50	11,57	1,64E-04
11,00	12,23	1,66E-04
11,50	12,90	1,68E-04
12,00	13,59	1,69E-04
12,50	14,28	1,69E-04
12,78	14,67	1,69E-04

Variante 3 - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,498841	-3,02
1260	0,3	-0,31	-1,85
1510	0,55	-0,12	-0,72
1760	0,8	-0,03	-0,20
2010	1,05	0,04	0,26
2260	1,3	0,29	1,73
2510	1,55	0,51	3,12
2760	1,8	0,61	3,71
3010	2,05	0,68	4,12
3260	2,3	0,92	5,55
3510	2,55	1,17	7,11
3760	2,8	1,23	7,46
4010	3,05	1,28	7,78
4260	3,3	1,49	9,04
4510	3,55	1,76	10,64
4760	3,8	1,80	10,88
5010	4,05	1,83	11,10
5260	4,3	2,01	12,18
5510	4,55	2,29	13,90
5760	4,8	2,33	14,10
6010	5,05	2,35	14,22
6260	5,3	2,50	15,14
6510	5,55	2,80	16,97
6760	5,8	2,82	17,06
7010	6,05	2,80	16,99
7260	6,3	2,94	17,79
7510	6,55	3,24	19,62
7760	6,8	3,24	19,66
8010	7,05	3,22	19,48
8260	7,3	3,33	20,17
8510	7,55	3,61	21,89
8760	7,8	3,61	21,87
9010	8,05	3,58	21,70
9260	8,3	3,69	22,35
9510	8,55	3,98	24,10
9760	8,8	3,96	24,02
10010	9,05	3,87	23,48
10260	9,3	4,07	24,65
10510	9,55	4,29	26,01
10760	9,8	4,21	25,53
11010	10,05	4,13	25,00
11260	10,3	4,19	25,38
11510	10,55	4,43	26,85
11760	10,8	4,47	27,07
12010	11,05	4,42	26,79
12260	11,3	4,67	28,28
12510	11,55	4,83	29,28
12760	11,8	4,73	28,65
13010	12,05	4,62	28,00
13260	12,3	4,74	28,72
13510	12,55	5,05	30,60

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	1,56	3,25E-05
1,00	3,09	6,36E-05
1,50	4,59	9,35E-05
2,00	6,06	1,22E-04
2,50	7,51	1,49E-04
3,00	8,92	1,75E-04
3,50	10,31	2,00E-04
4,00	11,67	2,23E-04
4,50	12,99	2,46E-04
5,00	14,29	2,66E-04
5,50	15,56	2,86E-04
6,00	16,80	3,04E-04
6,50	18,01	3,21E-04
7,00	19,20	3,37E-04
7,50	20,35	3,51E-04
8,00	21,47	3,64E-04
8,50	22,57	3,76E-04
9,00	23,63	3,86E-04
9,50	24,67	3,95E-04
10,00	25,68	4,03E-04
10,50	26,66	4,10E-04
11,00	27,61	4,15E-04
11,50	28,53	4,19E-04
12,00	29,42	4,22E-04
12,50	30,29	4,23E-04
12,78	30,76	4,23E-04

Variante 3 - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _y ULS,Frame10	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,546575	-3,31
1260	0,3	-0,09	-0,55
1510	0,55	0,28	1,68
1760	0,8	0,56	3,42
2010	1,05	0,84	5,11
2260	1,3	1,38	8,35
2510	1,55	1,80	10,92
2760	1,8	2,02	12,27
3010	2,05	2,24	13,55
3260	2,3	2,73	16,53
3510	2,55	3,19	19,32
3760	2,8	3,35	20,27
4010	3,05	3,49	21,16
4260	3,3	3,91	23,68
4510	3,55	4,33	26,24
4760	3,8	4,42	26,78
5010	4,05	4,50	27,27
5260	4,3	4,82	29,20
5510	4,55	5,21	31,56
5760	4,8	5,27	31,95
6010	5,05	5,32	32,26
6260	5,3	5,57	33,75
6510	5,55	5,93	35,92
6760	5,8	5,95	36,08
7010	6,05	5,98	36,21
7260	6,3	6,15	37,28
7510	6,55	6,47	39,20
7760	6,8	6,46	39,17
8010	7,05	6,45	39,09
8260	7,3	6,59	39,94
8510	7,55	6,87	41,64
8760	7,8	6,85	41,53
9010	8,05	6,82	41,31
9260	8,3	6,97	42,25
9510	8,55	7,29	44,20
9760	8,8	7,19	43,58
10010	9,05	7,06	42,79
10260	9,3	7,16	43,39
10510	9,55	7,42	44,95
10760	9,8	7,32	44,35
11010	10,05	7,21	43,70
11260	10,3	7,31	44,32
11510	10,55	7,61	46,14
11760	10,8	7,45	45,16
12010	11,05	7,24	43,88
12260	11,3	7,33	44,39
12510	11,55	7,61	46,11
12760	11,8	7,39	44,78
13010	12,05	7,16	43,41
13260	12,3	7,47	45,26
13510	12,55	8,13	49,24

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung} Frame10	kappa Frame10
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	4,03	6,49E-05
1,00	7,87	1,27E-04
1,50	11,53	1,87E-04
2,00	15,00	2,44E-04
2,50	18,28	2,99E-04
3,00	21,38	3,51E-04
3,50	24,29	4,00E-04
4,00	27,01	4,47E-04
4,50	29,55	4,91E-04
5,00	31,90	5,33E-04
5,50	34,06	5,72E-04
6,00	36,03	6,08E-04
6,50	37,82	6,42E-04
7,00	39,42	6,73E-04
7,50	40,84	7,02E-04
8,00	42,07	7,28E-04
8,50	43,11	7,51E-04
9,00	43,96	7,72E-04
9,50	44,63	7,91E-04
10,00	45,11	8,06E-04
10,50	45,41	8,19E-04
11,00	45,51	8,30E-04
11,50	45,43	8,38E-04
12,00	45,17	8,43E-04
12,50	44,71	8,46E-04
12,78	44,38	8,46E-04

Variante 3 - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y, ULS, Frame20}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	-0,136576	-0,83
1260	0,3	0,79	4,77
1510	0,55	1,53	9,25
1760	0,8	2,14	12,97
2010	1,05	2,74	16,62
2260	1,3	3,67	22,23
2510	1,55	4,31	26,12
2760	1,8	4,74	28,75
3010	2,05	5,17	31,34
3260	2,3	5,87	35,59
3510	2,55	6,55	39,70
3760	2,8	6,85	41,51
4010	3,05	7,14	43,28
4260	3,3	7,73	46,82
4510	3,55	8,36	50,68
4760	3,8	8,59	52,05
5010	4,05	8,81	53,39
5260	4,3	9,41	57,01
5510	4,55	10,02	60,72
5760	4,8	10,15	61,54
6010	5,05	10,29	62,36
6260	5,3	10,86	65,80
6510	5,55	11,44	69,33
6760	5,8	11,48	69,56
7010	6,05	11,53	69,88
7260	6,3	12,03	72,92
7510	6,55	12,58	76,24
7760	6,8	12,55	76,03
8010	7,05	12,53	75,93
8260	7,3	12,95	78,49
8510	7,55	13,47	81,61
8760	7,8	13,35	80,91
9010	8,05	13,26	80,36
9260	8,3	13,65	82,73
9510	8,55	14,14	85,68
9760	8,8	13,91	84,32
10010	9,05	13,73	83,19
10260	9,3	14,12	85,59
10510	9,55	14,55	88,19
10760	9,8	14,23	86,25
11010	10,05	13,95	84,54
11260	10,3	14,29	86,61
11510	10,55	14,80	89,68
11760	10,8	14,33	86,83
12010	11,05	13,89	84,18
12260	11,3	14,26	86,45
12510	11,55	14,89	90,23
12760	11,8	14,15	85,77
13010	12,05	13,43	81,36
13260	12,3	13,85	83,95
13510	12,55	15,02	91,04

Näherung		
x-stab	M _{y, Näherung Frame20}	kappa Frame20
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	8,11	1,30E-04
1,00	15,83	2,55E-04
1,50	23,15	3,74E-04
2,00	30,07	4,88E-04
2,50	36,60	5,97E-04
3,00	42,73	7,01E-04
3,50	48,47	8,00E-04
4,00	53,81	8,94E-04
4,50	58,76	9,82E-04
5,00	63,32	1,07E-03
5,50	67,47	1,14E-03
6,00	71,24	1,22E-03
6,50	74,60	1,28E-03
7,00	77,57	1,35E-03
7,50	80,15	1,40E-03
8,00	82,33	1,46E-03
8,50	84,12	1,50E-03
9,00	85,51	1,54E-03
9,50	86,50	1,58E-03
10,00	87,11	1,61E-03
10,50	87,31	1,64E-03
11,00	87,12	1,66E-03
11,50	86,53	1,68E-03
12,00	85,55	1,69E-03
12,50	84,18	1,69E-03
12,78	83,23	1,69E-03

Variante 4 - 10% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame2}	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	0,03287	0,20
1260	0,3	0,16	0,98
1510	0,55	0,22	1,33
1760	0,8	0,27	1,63
2010	1,05	0,30	1,81
2260	1,3	0,42	2,55
2510	1,55	0,49	2,99
2760	1,8	0,51	3,07
3010	2,05	0,51	3,09
3260	2,3	0,66	3,98
3510	2,55	0,75	4,53
3760	2,8	0,72	4,36
4010	3,05	0,71	4,31
4260	3,3	0,87	5,25
4510	3,55	0,93	5,66
4760	3,8	0,91	5,49
5010	4,05	0,87	5,30
5260	4,3	1,04	6,30
5510	4,55	1,08	6,55
5760	4,8	1,04	6,28
6010	5,05	0,99	6,03
6260	5,3	1,15	6,99
6510	5,55	1,22	7,38
6760	5,8	1,18	7,16
7010	6,05	1,10	6,68
7260	6,3	1,27	7,68
7510	6,55	1,33	8,05
7760	6,8	1,26	7,64
8010	7,05	1,21	7,33
8260	7,3	1,37	8,33
8510	7,55	1,46	8,82
8760	7,8	1,37	8,29
9010	8,05	1,26	7,64
9260	8,3	1,53	9,28
9510	8,55	1,49	9,04
9760	8,8	1,40	8,48
10010	9,05	1,31	7,92
10260	9,3	1,46	8,84
10510	9,55	1,49	9,01
10760	9,8	1,41	8,52
11010	10,05	1,29	7,82
11260	10,3	1,45	8,76
11510	10,55	1,45	8,81
11760	10,8	1,34	8,10
12010	11,05	1,22	7,36
12260	11,3	1,32	7,99
12510	11,55	1,32	7,97
12760	11,8	1,15	6,96
13010	12,05	1,00	6,08
13260	12,3	2,06	12,47
13510	12,55	2,40	14,55

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame2}	kappa Frame2
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	0,82	1,30E-05
1,00	1,60	2,55E-05
1,50	2,34	3,74E-05
2,00	3,04	4,88E-05
2,50	3,70	5,97E-05
3,00	4,32	7,01E-05
3,50	4,91	8,00E-05
4,00	5,45	8,94E-05
4,50	5,96	9,82E-05
5,00	6,43	1,07E-04
5,50	6,86	1,14E-04
6,00	7,25	1,22E-04
6,50	7,60	1,28E-04
7,00	7,91	1,35E-04
7,50	8,19	1,40E-04
8,00	8,43	1,46E-04
8,50	8,62	1,50E-04
9,00	8,78	1,54E-04
9,50	8,90	1,58E-04
10,00	8,98	1,61E-04
10,50	9,02	1,64E-04
11,00	9,03	1,66E-04
11,50	8,99	1,68E-04
12,00	8,92	1,69E-04
12,50	8,80	1,69E-04
12,78	8,72	1,69E-04

Variante 4 - 25% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	M _{y,ULS,Frame5}	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	0,078711	0,48
1260	0,3	0,38	2,30
1510	0,55	0,54	3,29
1760	0,8	0,66	3,99
2010	1,05	0,78	4,72
2260	1,3	1,08	6,52
2510	1,55	1,24	7,53
2760	1,8	1,29	7,80
3010	2,05	1,33	8,03
3260	2,3	1,68	10,18
3510	2,55	1,83	11,12
3760	2,8	1,81	10,94
4010	3,05	1,79	10,85
4260	3,3	2,19	13,25
4510	3,55	2,34	14,18
4760	3,8	2,26	13,68
5010	4,05	2,18	13,24
5260	4,3	2,63	15,91
5510	4,55	2,77	16,77
5760	4,8	2,64	16,01
6010	5,05	2,52	15,30
6260	5,3	3,00	18,20
6510	5,55	3,15	19,06
6760	5,8	2,98	18,04
7010	6,05	2,81	17,02
7260	6,3	3,30	19,98
7510	6,55	3,43	20,76
7760	6,8	3,24	19,64
8010	7,05	3,03	18,36
8260	7,3	3,54	21,43
8510	7,55	3,73	22,63
8760	7,8	3,46	20,94
9010	8,05	3,18	19,27
9260	8,3	3,90	23,64
9510	8,55	3,85	23,31
9760	8,8	3,58	21,69
10010	9,05	3,31	20,05
10260	9,3	3,77	22,85
10510	9,55	3,90	23,63
10760	9,8	3,60	21,84
11010	10,05	3,29	19,95
11260	10,3	3,77	22,82
11510	10,55	3,88	23,50
11760	10,8	3,53	21,38
12010	11,05	3,15	19,11
12260	11,3	3,52	21,35
12510	11,55	3,45	20,88
12760	11,8	3,11	18,84
13010	12,05	2,76	16,75
13260	12,3	4,39	26,63
13510	12,55	4,95	29,99

Näherung		
x-stab	M _{y,näherung Frame5}	kappa Frame5
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	2,15	3,25E-05
1,00	4,20	6,36E-05
1,50	6,14	9,35E-05
2,00	7,96	1,22E-04
2,50	9,69	1,49E-04
3,00	11,30	1,75E-04
3,50	12,80	2,00E-04
4,00	14,20	2,23E-04
4,50	15,49	2,46E-04
5,00	16,67	2,66E-04
5,50	17,75	2,86E-04
6,00	18,71	3,04E-04
6,50	19,57	3,21E-04
7,00	20,32	3,37E-04
7,50	20,96	3,51E-04
8,00	21,49	3,64E-04
8,50	21,92	3,76E-04
9,00	22,24	3,86E-04
9,50	22,45	3,95E-04
10,00	22,55	4,03E-04
10,50	22,54	4,10E-04
11,00	22,43	4,15E-04
11,50	22,21	4,19E-04
12,00	21,88	4,22E-04
12,50	21,44	4,23E-04
12,78	21,15	4,23E-04

Variante 4 - 50% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame10}}$	
		[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	0,14901	0,90
1260	0,3	0,68	4,10
1510	0,55	1,06	6,42
1760	0,8	1,30	7,87
2010	1,05	1,53	9,26
2260	1,3	2,15	13,04
2510	1,55	2,48	15,05
2760	1,8	2,56	15,54
3010	2,05	2,65	16,08
3260	2,3	3,36	20,34
3510	2,55	3,67	22,25
3760	2,8	3,63	21,98
4010	3,05	3,58	21,68
4260	3,3	4,39	26,61
4510	3,55	4,70	28,47
4760	3,8	4,54	27,49
5010	4,05	4,37	26,50
5260	4,3	5,28	31,97
5510	4,55	5,58	33,84
5760	4,8	5,31	32,18
6010	5,05	5,06	30,65
6260	5,3	6,04	36,62
6510	5,55	6,34	38,41
6760	5,8	5,98	36,24
7010	6,05	5,63	34,12
7260	6,3	6,66	40,33
7510	6,55	6,94	42,07
7760	6,8	6,51	39,44
8010	7,05	6,09	36,90
8260	7,3	7,15	43,32
8510	7,55	7,51	45,49
8760	7,8	6,96	42,17
9010	8,05	6,41	38,87
9260	8,3	7,74	46,92
9510	8,55	7,83	47,45
9760	8,8	7,23	43,84
10010	9,05	6,63	40,20
10260	9,3	7,70	46,67
10510	9,55	8,01	48,52
10760	9,8	7,33	44,41
11010	10,05	6,67	40,41
11260	10,3	7,71	46,75
11510	10,55	8,03	48,65
11760	10,8	7,24	43,90
12010	11,05	6,46	39,16
12260	11,3	7,27	44,08
12510	11,55	7,06	42,80
12760	11,8	6,45	39,10
13010	12,05	5,76	34,90
13260	12,3	7,90	47,85
13510	12,55	8,74	52,95

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame10}}$	kappa Frame10
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	4,41	6,49E-05
1,00	8,59	1,27E-04
1,50	12,54	1,87E-04
2,00	16,26	2,44E-04
2,50	19,76	2,99E-04
3,00	23,04	3,51E-04
3,50	26,09	4,00E-04
4,00	28,91	4,47E-04
4,50	31,50	4,91E-04
5,00	33,87	5,33E-04
5,50	36,01	5,72E-04
6,00	37,92	6,08E-04
6,50	39,61	6,42E-04
7,00	41,08	6,73E-04
7,50	42,31	7,02E-04
8,00	43,32	7,28E-04
8,50	44,10	7,51E-04
9,00	44,66	7,72E-04
9,50	44,99	7,91E-04
10,00	45,09	8,06E-04
10,50	44,97	8,19E-04
11,00	44,62	8,30E-04
11,50	44,05	8,38E-04
12,00	43,24	8,43E-04
12,50	42,22	8,46E-04
12,78	41,54	8,46E-04

Variante 4 - 100% ULS

Aus ABAQUS			
x	x - stab	$M_{y, \text{ULS, Frame20}}$	
[mm]	[m]	[kNm]	[kNm/m]
1010	0,05	0,259887	1,58
1260	0,3	1,14	6,92
1510	0,55	2,00	12,12
1760	0,8	2,49	15,09
2010	1,05	2,97	18,02
2260	1,3	4,24	25,69
2510	1,55	4,91	29,76
2760	1,8	5,08	30,77
3010	2,05	5,26	31,87
3260	2,3	6,64	40,23
3510	2,55	7,30	44,25
3760	2,8	7,20	43,64
4010	3,05	7,09	42,98
4260	3,3	8,72	52,85
4510	3,55	9,38	56,87
4760	3,8	9,05	54,82
5010	4,05	8,72	52,83
5260	4,3	10,54	63,89
5510	4,55	11,21	67,92
5760	4,8	10,65	64,52
6010	5,05	10,09	61,16
6260	5,3	12,11	73,41
6510	5,55	12,77	77,42
6760	5,8	12,01	72,76
7010	6,05	11,27	68,32
7260	6,3	13,41	81,27
7510	6,55	14,06	85,20
7760	6,8	13,12	79,54
8010	7,05	12,23	74,10
8260	7,3	14,45	87,55
8510	7,55	15,17	91,92
8760	7,8	14,02	84,99
9010	8,05	12,95	78,47
9260	8,3	15,37	93,15
9510	8,55	15,90	96,35
9760	8,8	14,61	88,54
10010	9,05	13,39	81,14
10260	9,3	15,66	94,88
10510	9,55	16,33	98,98
10760	9,8	14,90	90,33
11010	10,05	13,51	81,88
11260	10,3	15,74	95,40
11510	10,55	16,45	99,68
11760	10,8	14,82	89,81
12010	11,05	13,22	80,12
12260	11,3	15,31	92,81
12510	11,55	15,88	96,26
12760	11,8	14,04	85,12
13010	12,05	12,18	73,83
13260	12,3	12,64	76,62
13510	12,55	13,61	82,48

Näherung		
x-stab	$M_{y, \text{näherung Frame20}}$	kappa Frame20
[m]	[kNm]	[1/m]
0,00	0,00	0,00E+00
0,50	9,04	1,30E-04
1,00	17,61	2,55E-04
1,50	25,69	3,74E-04
2,00	33,30	4,88E-04
2,50	40,42	5,97E-04
3,00	47,07	7,01E-04
3,50	53,24	8,00E-04
4,00	58,93	8,94E-04
4,50	64,14	9,82E-04
5,00	68,87	1,07E-03
5,50	73,13	1,14E-03
6,00	76,90	1,22E-03
6,50	80,20	1,28E-03
7,00	83,02	1,35E-03
7,50	85,35	1,40E-03
8,00	87,21	1,46E-03
8,50	88,59	1,50E-03
9,00	89,50	1,54E-03
9,50	89,92	1,58E-03
10,00	89,86	1,61E-03
10,50	89,33	1,64E-03
11,00	88,31	1,66E-03
11,50	86,82	1,68E-03
12,00	84,85	1,69E-03
12,50	82,40	1,69E-03
12,78	80,82	1,69E-03

Anhang B

B.1 Excel-Tabelle zur Berechnung der Stahlspannungen der Trogbrücke nach Balkentheorie I. Ordnung

B.1 Excel-Tabelle zur Berechnung der Stahlspannungen der Trogbrücke nach Balkentheorie I_{KXV}
Ordnung

Nicht berücksichtigte Einflüsse

Mitwirkende Plattenbreite	ca. 95% der Breite
Th. II. O.	
Imperfektion	

Faktoren für die Bemessung des Hauptträgers (Haupttragwirkung - Einfeldträger)

	Ständiger Belastung	γ_G / γ_{F1}	α	Verkehrslast $\lambda_{\text{Hauptträger, 2 Hauptträger, 25m}}$	IT
ULS _{LM71}	1,350	1,450	1,210	1,120	1,965
ULS _{SW/2}		1,200	-	1,120	1,344
SLS _{Reisendenkomf}	1,000	1,000	1,000	1,120	1,120
SLS _{vert. Ver. Überb}	1,000	1,000	1,210	1,000	1,210
SLS _{vert. Ver. Überb}	1,000	1,000	-	1,000	-
FLS _{LM71}	1,000	1,000	1,000	1,120	0,650
					0,728

Belastungen für die Vordimensionierung des Hauptträgers

g	25,56 m	114,59 kN/m
ULS	IT der zu berücksichtigen den Faktoren	154,70 kN/m
SLS		114,59 kN/m
FLS	(HT) 1,000	114,59 kN/m
Q_{LM71} mitre	6,40 m	156,25 kN/m
ULS	IT der zu berücksichtigen den Faktoren	307,04 kN/m
SLS _{Reisendenkomf}		175,00 kN/m
SLS _{vert. Ver. Überb}		189,06 kN/m
FLS	(HT) 0,728	113,75 kN/m
Q_{LM71} rand	19,16 m	80,00 kN/m
ULS	IT der zu berücksichtigen den Faktoren	157,20 kN/m
SLS _{Reisendenkomf}		89,60 kN/m
SLS _{vert. Ver. Überb}		96,80 kN/m
FLS	(HT) 0,728	58,24 kN/m
Q_{SW/2}	25,00 m	150,00 kN/m
ULS	IT der zu berücksichtigen den Faktoren	201,60 kN/m
SLS _{vert. Ver. Überb}		150,00 kN/m

Nicht berücksichtigte Verkehrslasten

SW/O	Nur für Durchlaufträger
Unbelastener Zug	Nur 10 kN/m, L = ∞
HSLM	Nur V > 200 km/h

Faktoren für die Bemessung des Endquerträgers

	Ständiger Belastung	γ_G / γ_{F1}	α	Verkehrslast $\lambda_{\text{Endquerträger, 25m}}$	IT
ULS _{LM71}	1,350	1,450	1,210	2,000	3,509
ULS _{SW/2}		1,200	-	2,000	2,400
SLS _{Reisendenkomf}	1,000	1,000	1,000	2,000	2,000
SLS _{vert. Ver. Überb}	1,000	1,000	1,210	1,000	1,210
SLS _{vert. Ver. Überb}	1,000	1,000	-	1,000	-
FLS _{LM71}	1,000	1,000	1,000	1,670	1,160
					1,937

Auflagerkraft

	Moment _{yl} /Twichte
ULS g	1.977,04 kN
SLS g	1.464,47 kN
FLS g	1.464,47 kN
ULS Q _{LM71}	2.488,53 kN
ULS Q _{SW/2}	2.520,00 kN
SLS Q _{LM71}	1.418,37 kN
SLS Q _{LM71} vert. Ver. Überb	1.532,34 kN
SLS Q _{SW/2} vert. Ver. Überb	1.875,00 kN
FLS Q _{LM71}	921,94 kN
ULS g+Q _{LM71}	4.465,56 kN
ULS g+Q _{SW/2}	4.977,04 kN
SLS g+Q _{LM71} Reisendenkomf	2.882,84 kN
SLS g+Q _{LM71} vert. Ver. Überb	2.996,82 kN
SLS g+Q _{SW/2} vert. Ver. Überb	3.339,47 kN
FLS g+Q _{LM71}	2.386,41 kN

Nicht berücksichtigte veränderliche Einwirkungen

Flechkräfte	
Seitenstoß	
Exzentrizität der vertikalen Verkehrslasten:	e1 ungleichmäßige Radlastverteilung
	e2 Lagertoleranzen der Gleichslage
	e3 Exzentrizität zufolge Überhöhung
	e4 günstig wirkende Ausmitte auf Überb.
Anfahren und Bremsen	
Temperatureinwirkungen	
Windeinwirkungen	

Faktoren für die Bemessung der Platte (Quertragwirkung - Trogblech)

	Ständiger Belastung	γ_G / γ_{F1}	α	Verkehrslast $\lambda_{\text{Platte, 25m}}$	IT
ULS _{LM71}	1,350	1,450	1,210	1,279	2,244
ULS _{SW/2}		1,200	-	1,279	1,535
SLS _{Reisendenkomf}	1,000	1,000	1,000	1,279	1,279
SLS _{vert. Ver. Überb}	1,000	1,000	1,210	1,000	1,210
SLS _{vert. Ver. Überb}	1,000	1,000	-	1,000	-
FLS _{LM71}	1,000	1,000	1,000	1,279	1,160
					1,484

Maßgebende Verkehrslast

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LM71	0,80	1,00	0,00
SW/2	0,00	1,00	0,00

Nicht berücksichtigte Außergewöhnliche Einwirkungen

Entgleisung	
Erdbeben	
Fahrzeuganprall	

Maximale Lastniveaus der Platte bez. auf 1 m Brückenlänge (LM71)

[kN/m]	Ständige Bel.	Verkehrslast	Gesamt
ULS	155	351	505
SLS	115	189	304
FLS	115	232	346

Querschnittswerte

Abstand	Fläche	Trägheitsmoment	Gewicht	Biegesteifigkeit
Z ₀₀₁ - KOK _{Mitte}	1.230,0 mm	46.400 mm ²	24.746,667 mm ⁴	3,642 kN/m
Z ₀₀₂ - KOK _{Mitte}	1.150,0 mm	49.600 mm ²	26.453,333 mm ⁴	3,894 kN/m
Z ₀₀₃ - KOK _{Mitte}	555,0 mm	63.866 mm ²	6.557.441,836 mm ⁴	5,013 kN/m
Z ₀₀₄ - KOK _{Mitte}	0,0 mm	0 mm ²	0 mm ⁴	0,000 kN/m
Z ₀₀₅ - KOK _{Mitte}	212,5 mm	68.110 mm ²	1.277,054 mm ⁴	5,347 kN/m
Z ₀₀₆ - KOK _{Mitte}	27,5 mm	64.949 mm ²	1.217,802 mm ⁴	5,099 kN/m
Z ₀₀₇ - KOK _{Mitte}	0,0 mm	0 mm ²	0 mm ⁴	0,000 kN/m
Z ₀₀₈ - KOK _{Mitte}	696,5 mm	452.791 mm²	1,076E+11 mm⁴	35.544 kN/m

Länge Steg

L _{Steg1}	1.277 mm
L _{Steg2}	0 mm

Statisches Moment Höhe QSSP

S _{St}	1,043E+08 mm
-----------------	--------------

Querschnittswerte

Abstand	Fläche	Trägheitsmoment	Gewicht	Biegesteifigkeit
Z ₀₀₁ - KOK _{Mitte}	1.230,0 mm	46.400 mm ²	24.746,667 mm ⁴	3,642 kN/m
Z ₀₀₂ - KOK _{Mitte}	1.150,0 mm	49.600 mm ²	26.453,333 mm ⁴	3,894 kN/m
Z ₀₀₃ - KOK _{Mitte}	555,0 mm	63.866 mm ²	6.557.441,836 mm ⁴	5,013 kN/m
Z ₀₀₄ - KOK _{Mitte}	0,0 mm	0 mm ²	0 mm ⁴	0,000 kN/m
Z ₀₀₅ - KOK _{Mitte}	212,5 mm	68.110 mm ²	1.277,054 mm ⁴	5,347 kN/m
Z ₀₀₆ - KOK _{Mitte}	27,5 mm	64.949 mm ²	1.217,802 mm ⁴	5,099 kN/m
Z ₀₀₇ - KOK _{Mitte}	0,0 mm	0 mm ²	0 mm ⁴	0,000 kN/m
Z ₀₀₈ - KOK _{Mitte}	696,5 mm	452.791 mm²	1,076E+11 mm⁴	35.544 kN/m

Belastungen für die Verdimensionierung des Hauptträgers

g	25,56	m	114,59	kN/m
ULS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,350	154,70	kN/m
SLS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,000	114,59	kN/m
FLS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,000	114,59	kN/m
Quart 1 Mitte	6,40	m	156,25	kN/m
ULS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,965	307,04	kN/m
SLS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,120	175,00	kN/m
SLS _{ver} überl. SW2	1,210		189,06	kN/m
FLS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	0,728	113,75	kN/m
Quart 1 Rand	19,16	m	80,00	kN/m
ULS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,965	157,20	kN/m
SLS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,120	89,60	kN/m
SLS _{ver} überl. SW2	1,210		96,80	kN/m
FLS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	0,728	58,24	kN/m
Quart 2	25,00	m	150,00	kN/m
ULS	II der zu berücksichtigenden Faktoren (HT)	1,344	201,60	kN/m
SLS _{ver} überl. SW2	1,000		150,00	kN/m

Moment_z in $w_{1,2}$

ULS g	1,977,04	kN	12,833	kNm
SLS g	1,464,47	kN	9,358	kNm
FLS g	1,464,47	kN	9,358	kNm
ULS $Q_{1,0,071}$	2,488,53	kN	18,198	kNm
ULS $Q_{3,0,071}$	2,520,00	kN	16,456	kNm
SLS $Q_{1,0,071}$ (beim demont.)	1,418,37	kN	10,372	kNm
SLS $Q_{1,0,071}$ (verl. überl.)	1,532,34	kN	11,206	kNm
SLS $Q_{1,0,071}$ (verl. überl. SW2)	1,875,00	kN	12,244	kNm
FLS $Q_{1,0,071}$	921,94	kN	6,742	kNm
ULS $g^*H_{0,071}$	4,465,56	kN	30,832	kNm
ULS $g^*H_{3,0,071}$	4,497,04	kN	29,089	kNm
SLS $g^*H_{0,071}$ (beim demont.)	2,882,84	kN	19,730	kNm
SLS $g^*H_{0,071}$ (verl. überl.)	2,996,82	kN	20,564	kNm
SLS $g^*H_{0,071}$ (verl. überl. SW2)	3,339,47	kN	21,602	kNm
FLS $g^*H_{0,071}$	2,386,41	kN	16,100	kNm

Faktoren für die Bemessung der Platte (Querragwirkung – Trogblech)

ULS _{sw2}	ULS _{sw2}	SLS _{sw2} (beim demont.)	SLS _{sw2} (verl. überl. SW2)	FLS _{sw2}	Ständige Belastung		Verkehrslast	
					V_e	V_e / V_{pl}	$\Phi_{2, Endquerrag, 25m}$	α
1,350	1,210	1,000	1,000	1,000	1,350	1,450	2,000	3,509
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,450	2,000	2,400
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,000	2,000
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,210	1,000	1,210
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,670	1,937

Maßgebende Verkehrslast im ULS: LM71

LM71	SW/2	q_{k1}	q_{k2}	q_{k3}
0,80	1,00	1,00	0,00	0,00
0,00	1,00	1,00	0,00	0,00

Maximale Lastniveau der Platte bez. auf 1 m Brückenlänge (LM71)

ULS	SLS	FLS	Ständige Bel.	Verkehrslast	Gesamt
155	115	115	351	505	505
115	189	232	304	346	346

Faktoren für die Bemessung des Hauptträgers (Haupttragwirkung – Einfeldträger)

ULS _{sw2}	ULS _{sw2}	SLS _{sw2} (beim demont.)	SLS _{sw2} (verl. überl. SW2)	FLS _{sw2}	V_e	V_e / V_{pl}	α	Verkehrslast	II
1,350	1,210	1,000	1,000	1,000	1,350	1,450	1,210	2,000	1,965
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,450	1,210	2,000	1,344
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,120	1,120	1,120
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,210	1,000	1,000	1,210
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,120	0,950	0,728

Faktoren für die Bemessung des Endquerrägers

ULS _{sw2}	ULS _{sw2}	SLS _{sw2} (beim demont.)	SLS _{sw2} (verl. überl. SW2)	FLS _{sw2}	V_e	V_e / V_{pl}	α	Verkehrslast	II
1,350	1,210	1,000	1,000	1,000	1,350	1,450	1,210	2,000	3,509
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,450	1,210	2,000	2,400
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	2,000	2,000
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,210	1,000	1,000	1,210
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,670	1,160	1,937

Faktoren für die Bemessung der Platte (Querragwirkung – Trogblech)

ULS _{sw2}	ULS _{sw2}	SLS _{sw2} (beim demont.)	SLS _{sw2} (verl. überl. SW2)	FLS _{sw2}	V_e	V_e / V_{pl}	α	Verkehrslast	II
1,350	1,210	1,000	1,000	1,000	1,350	1,450	1,210	1,279	2,244
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,450	1,210	1,279	1,535
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,279	1,279
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,210	1,000	1,210	1,210
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,279	1,484

ψ-werte für Eisenbahnbrücken

LM71	SW/2	$\psi_{1,1}$	$\psi_{1,2}$	$\psi_{1,3}$
0,80	1,00	1,00	0,00	0,00
0,00	1,00	1,00	0,00	0,00

QUERSCHNITTSWERTE

Abstand	Fläche	Trägheitsmoment	Gewicht	Biegesteifigkeit	Länge Steg
Z _{OG1} - KOK _{steig}	1,230,00 mm ²	I _{OG1}	24,746,667 mm ⁴	E _I	l _{Steg1}
Z _{OG2} - KOK _{steig}	1,150,00 mm ²	I _{OG2}	26,453,333 mm ⁴	3,642 kN/m	l _{Steg2}
Z _{Steg1} - KOK _{steig}	555,00 mm ²	I _{Steg1}	6,537,441,836 mm ⁴	3,894 kN/m	1,277 mm
Z _{Steg2} - KOK _{steig}	0,00 mm ²	I _{Steg2}	0 mm ⁴	5,013 kN/m	0 mm
Z _{Steg3} - KOK _{steig}	212,5 mm ²	I _{Steg3}	1,277,054 mm ⁴	0,000 kN/m	
Z _{Steg4} - KOK _{steig}	271,5 mm ²	I _{Steg4}	1,217,802 mm ⁴	5,347 kN/m	
Z _{Steg5} - KOK _{steig}	0,00 mm ²	I _{Steg5}	0,000 mm ⁴	5,099 kN/m	
Z _{Steg6} - KOK _{steig}	696,5 mm ²	I _{Steg6}	1,076E+11 mm ⁴	0,000 kN/m	
Z _{Steg7} - KOK _{steig}	482,791 mm ²	I _{Steg7}	35,544 kN/m	2,260E+16 Nmm ²	

ULS SPANNUNGSNACHWEISE

Normalspannung U _{S,eq,w2}	Dehnung U _{S,eq,w2}	σ _x	ε _x	σ _y	ε _y
OK-OG1	<	-164 N/mm ²	<	335 N/mm ²	<
UK-OG1	<	-141 N/mm ²	0,49	-0,000782	N _x
OK-OG2	<	-141 N/mm ²	0,42	-0,000673	-13,536,07 kN
UK-OG2	<	-118 N/mm ²	0,42	-0,000673	2,598,32 kN
OK-Steig1	<	-118 N/mm ²	0,35	-0,000564	9,444,63 kN
UK-Steig1	<	0 N/mm ²	0,35	-0,000564	12,448,87 kN
OK-Steig2	<	0 N/mm ²	0,38	0,000000	0,00 kN
UK-DB	<	137 N/mm ²	0,40	0,000650	0,000 kN
UK-DB	<	144 N/mm ²	0,40	0,000671	2,729E+00 radian
OK-BB	<	190 N/mm ²	0,53	0,000902	21,893,50 kN
UK-BB	<	194 N/mm ²	0,55	0,000923	4,936,19 kN/m
UK-Steig3	<	200 N/mm ²	0,60	0,000950	0,3933 kN
UK-Steig3	<	0 N/mm ²	0,60	0,000000	3,146 mm
OK-UG	<	0 N/mm ²	<	0,000000	137 N/mm ²
UK-UG	<	0 N/mm ²	<	0,000000	-125 N/mm ²
UK-UG	<	0 N/mm ²	<	0,000000	227 N/mm ²

Nicht berücksichtigte Einflüsse
Mitwirkende Plattenbreite
Th. II. O.
Imperfektion
ca. 95% der Breite

Nicht berücksichtigte Verkehrslasten
SW/O
Nur für Durchlaufträger
Unbehaltener Zug
Nur 10 kN/m, L = ∞
HSLM
Nur V > 200 km/h

Nicht berücksichtigte veränderliche Einwirkungen
Fehlerhafte
Seitenstoß
Exzentrität der verteilten Verkehrslasten:
e1
e2
e3
e4
ungleichmäßige Radlastverteilung
Lagtoleranzen der Gleichschleife
Exzentrität zufolge Überhöhung
günstig wirkende Ausmitte auf Überh.
Anfahren und Bremsen
Temperatureinwirkungen
Windwirkungen

Nicht berücksichtigte außergewöhnliche Einwirkungen
Eingießung
Erdbeben
Fahrzeuganprall

Krümmung ULS
κ
0,001364 1/m

Verdrehung ULS
β
1,364 Radiant
(Winkel zur Vert.)
7,817E-01

Verdrehung ULS
β
2,729E+00 radian

Verlängerung der Platte pro Kammer (L = 500 mm)
ΔL_{Steg/Brücke}
ΔL_{Brücke/Brücke}
0,3933 kN
3,146 mm

Vergleichsspannungsnachweis ULS_{eq,w2}
OK-DB
σ_x
σ_y
σ_z
137 N/mm²
-125 N/mm²
227 N/mm²
<

ULS STABILITÄTSNACHWEISE		Ersatzstabverfahren		Beulen der Stegbleiche		Bewehrung:	
Knicken des Druckgurtes für Variante T-QS		Knicklinie		$\sigma_{o, min}$	-118,46 N/mm ²	Fläche:	6* d8
I_1 (Steg)	10.416.667 mm ⁴	Imperfektionsbeiwert	0,49 -	$\sigma_{u, max}$	136,52 N/mm ²	Dehnung:	0,00
I_2 (BB u. DB)	257.250.000 mm ⁴	λ	0,547 -	ψ	-1,15 -	Spannung:	165,17 N/mm ²
M_1	990 Nmm	Φ	0,735 -	c / t	17,80 -	Zugkraft pro Bewehrungsstab	8,30 kN
a_{11}	0,21 mm	X	0,816 -	$42e / (0,67+0,33\psi)$	121,43 -	Zugkraft pro Bewehrungskorb	49,81 kN
C	4,75 kN/mm / m	$N_{b,rd}$	22.826 kN	$c/t / (42e / (0,67+0,33\psi))$	0,15 -	Zugkraft pro Bewehrung/m	301,90 kN
elastische Bettung	0,0047534 kN/mm ²	N_{Ed}	14.407 kN	NW erfüllt			
$I_{z,OG}$	2,890E+09 mm ⁴	$N_{Ed} / N_{b,rd}$	0,63 -				
α	2,42	NW erfüllt					
Knicklast (N_{cr})	107.414 kN						
Knicklänge (L_{cr})	7.467 mm						

SLS NACHWEISE		Vertikale Verformung des Hauptträgers (LR)		Vertikale Verformung der Platte		Vertikale Verformung des Tragwerks		Zulässige vertikale Verformung	
		$W_{z,HT}$ Zuf. q_{LM71} Mitte Teillast (156,25-80)	$W_{z,HT}$ Zuf. q_{LM71} Linienlast (80)	$W_{z,HT}$ Zuf. q_{LM71} Gesamt	$W_{z,plate}$	$W_{z,TW}$	$W_{z, max}$		
SLS _g Reisendenkomfort	9,0 mm	22,0 mm	31,0 mm	5,3 mm	36,4 mm	<	42,6 mm	= min(L/600 ; L/(0,7*800)) = L/ 600	
SLS _{g,vert} Verf. Überbau	9,7 mm	23,8 mm	33,5 mm	5,7 mm	39,3 mm	<	42,6 mm	= L/ 600	
SLS _{g,vert} Verf. Überbau			$q_{sw/2}$	4,6 mm	41,4 mm	<	42,6 mm	= L/ 600	

↑ Maßgebende Verkehrslast im SLS vert. Verf. Überbau: SW/2
(maßgebend auch für die Ermittlung der Überhöhung der Platte in LR wegen Reisendenkomfort)

Vertikale Verformungen zur Ermittlung der Überhöhung der Platte in LR wegen Reisendenkomfort	
$W_{z,HT}$ Zuf. g	$W_{z,plate}$
SLS _g	28,2 mm
SLS _{g,vert} SW/2	12,3 mm
SLS _{g+1/3g,SW/2}	40,5 mm
	2,0 mm
	1,5 mm
	3,6 mm
	30,2 mm
	13,8 mm
	44,0 mm