Die approbierte Originalversion dieser Dissertation ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

Dissertation

TRAGFUNKTIONSANALYSE UND RECHNERISCHE MODELLBILDUNG EINER NEUARTIGEN SANDWICH-VERBUNDPLATTE (SCSC-PLATTE) ALS FAHRBAHNDECK FÜR EISENBAHNBRÜCKEN

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaft
eingereicht an der Technischen Universität Wien Fakultät für Bauingenieurwesen

Doctoral Thesis

LOAD BEARING ANALYSIS AND MATHEMATICAL MODELLING FOR A NEW SANDWICH- COMPOSITE PLATE (SCSC-PLATE) AS A DECKSLAB FOR RAILWAY BRIDGES

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

von

Dipl.-Ing. Paul Herrmann
Matrikelnummer 9751529
Johann Staud Straße 51
A-1160 Wien

Gutachter: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink
Institut für Tragkonstruktionen/Stahlbau; Technische Universität Wien
Karlsplatz 13; A-1040 Wien

Gutachter: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johann Glatzl
Institut für Betonbau; Technische Universität Graz
Lessingstraße 25; A-8010 Graz

Wien, im Februar 2013 .....

In der Hoffnung, dass diese Arbeit auch Anderen nutzt, widme ich sie jedem, der sie studiert und dem daraus ein Zugewinn an Wissen erwächst.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Assistent am Institut für Tragkonstruktionen, Bereich Stahlbau, der Technischen Universität Wien. Obwohl die vergangenen vier Jahre durchaus als ökonomisch entbehrliche Zeit bezeichnet werden können, möchte ich keinen Tag davon missen. Die Arbeit am Institut ist vielfältig, breit gefächert, durchwegs interessant und in jeder Hinsicht eine Bereicherung. Als Universitätsassistent und Doktoratsstudent hat man die unschätzbar wertvolle Möglichkeit, sein Fachwissen je nach persönlichen Interessen direkt an der Quelle des Wissens größtmöglich zu vertiefen. Vor allem lernt man jedoch Eines— die Demut, akzeptieren zu müssen, dass es immer noch viel zu Lernen gibt. Heute traue ich mich zu behaupten, dass ich Sokrates Zitat *„Ich weiß, dass ich nichts weiß“* besser verstehe, als je zuvor.

Die Dissertation entstand im Zuge der Forschungstätigkeit am Institut unter der Leitung von Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Josef Fink, der nicht nur mein Vorgesetzter und der Erstgutachter meines Doktorats war, sondern auch jene Person, die mir immer mit Rat und Tat zur Seite stand und mich stets mit Fachkompetenz und gutem Beispiel motivierte, mich in beruflicher, aber auch in persönlicher Hinsicht weiter zu entwickeln. Im Laufe der Zeit entstand nicht zuletzt auf Grund des respektvollen, offenen und hilfsbereiten Umgangs, den er mir immer zuteilwerden ließ, eine Art väterliche Freundschaft, für die ich mich besonders bedanken möchte.

Dankenswerter Weise erklärte sich Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johann Glatzl bereit, die Tätigkeit als Zweitgutachter meiner Dissertation zu übernehmen. Mit ihm konnte ich einen Betreuer gewinnen, der gerade im österreichischen Beton- und Brückenbau als eine der wissenschaftlichen Größen gilt und zudem im Rahmen seiner Tätigkeit bei den ÖBB „mit beiden Beinen“ in der Baupraxis steht. Somit war sichergestellt, dass mein Betreuungsteam fachlich kompetent alle Facetten abdeckt, die zur erfolgreichen Erstellung der vorliegenden Arbeit notwendig waren. Für sein Interesse an meiner Arbeit, sein Engagement sowie die sorgfältige Begutachtung im Rahmen eines unkomplizierten und offenen Betreuungsverhältnisses bedanke ich mich sehr herzlich.

Für die Hilfe bei der Umsetzung der Tragfähigkeitsuntersuchungen bedanke ich mich bei den Firmen *ÖBB* und *MCE Stahl-& Maschinenbau* sowie bei Dipl.-Ing. Herbert Pardatscher, dessen Hilfe und profunde Erfahrung auf dem Gebiet der Prüf- und Messtechnik die effiziente Versuchdurchführung ermöglicht haben.

Weiterer Dank gebührt der Administration und allen meinen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Tragkonstruktionen, die mich stets in allen Belangen unterstützten und ein

angenehmes und sehr freundschaftliches Arbeitsklima ermöglichten. Im Speziellen sei an dieser Stelle Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Francesco Aigner erwähnt, der seit meiner Studentenzeit immer fest an mich glaubte und somit einen wesentlichen Anteil an meiner Entscheidung, mich dem Stahlbau zu widmen, hat.

Meiner Familie, meinen Freunden und vor allem meiner Lebensgefährtin Maite möchte ich für den Beistand und die Hilfe abseits des Berufslebens danken. Sie hat in den vergangenen Jahren stets Verständnis und Geduld mit mir und meiner Profession bewiesen, was tatsächlich viel zum Gelingen der vorliegenden Arbeit beitrug.

Zusammenfassung

Viele Eisenbahnbrücken älterer Bauart, die sich heute dem Ende ihrer planmäßigen Lebensdauer nähern müssen einer Komplettsanierung unterzogen oder durch einen Ersatzneubau ausgetauscht werden. Zur Errichtungszeit dieser Brücken entsprach die offene Fahrbahn, bei der die so genannten Brückenhölzer direkt auf der tragenden Stahlkonstruktion montiert sind, dem Stand der Technik. Diese Konstruktionsweise zeichnet sich durch eine extrem niedrige Bauhöhe zwischen Konstruktionsunterkante und Schwellenoberkante aus, kann jedoch vorrangig aus Gründen des Lärmschutzes für Neubauten nicht mehr eingesetzt werden. In der Regel kann aber im Rahmen eines Ersatzneubaus weder der Lichtraum des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges noch die Höhenlage der Gleise wesentlich abgeändert werden. Dadurch ergibt sich vor allem beim Ersatz von Trog-, Fachwerktrog- und Bogenbrücken das Problem, dass die heute denkbaren Oberbauarten des Schottertrogs oder der festen Fahrbahn einen Großteil der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe in Anspruch nehmen. Dies führt für diesen speziellen Anwendungsfall zur Notwendigkeit der Entwicklung von extrem schlanken Fahrbahnkonstruktionen. Vom Institut für Tragkonstruktionen/ Stahlbau wurde im Auftrag der ÖBB eine Regelplanung für Trogbrücken unterschiedlicher Stützweiten zwischen 10 und 25 m entwickelt, die mit einer Fahrbahnplatte aus einem unausgesteifen, 120 mm dicken Blech genau der oben beschriebenen Forderung gerecht wird. Dieser Entwurf stellt das absolute Minimum der möglichen Konstruktionshöhe dar, weist jedoch auch gewisse Nachteile wie die schwierige Verfügbarkeit der Bleche, die hohe Stahltonnage und die technologisch anspruchsvollen Schweißstöße auf.

Zur Vermeidung der Nachteile der unausgesteiften Grobblechfahrbahn wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit eine Alternative vorgestellt, die ausreichende Tragfähigkeit bei einer vergleichbaren Bauhöhe bietet. Die Grundidee der *Steel- Concrete- Steel- Composite* oder auch SCSC- Platte ist, das Material, das um die Schwerachse herum angeordnet ist und daher bei Momentenbeanspruchung in Brückenquertragrichtung kaum Spannungen erfährt, durch den kostengünstigeren Werkstoff Beton zu ersetzen. Die notwendige Tragfähigkeit wird durch die Anordnung von relativ dünnen Schichten aus Stahl an den hoch ausgenutzten Randfasern erreicht. Dabei muss jedoch sichergestellt werden, dass die außen liegenden Stahlteile schubfest miteinander verbunden sind, um deren Steineranteile möglichst voll ausnutzen zu können. Der stahlbaumäßige Anschluss an das Haupttragwerk bleibt erhalten, um problematische vertikale Fugen zwischen Betonplatte und Brückenhauptträgern zu vermeiden. Des Weiteren übernehmen die außen liegenden Stahlbleche die Funktion der Betonabdichtung auf der gesamten Plattenoberfläche und erhöhen somit die Dauerhaftigkeit der Konstruktion.

Die Arbeit ist in fünf Blöcke unterteilt. Block 1 beschäftigt sich mit der Konstruktion, der

Herstellung, der Tragwirkung und den Kosten der SCSC- Platte. Im Zuge dessen wird die neuartige Platte nach einer prinzipiellen Beschreibung ihres fundamentalen Tragmechanismus und der dazu notwendigen Elemente den heute üblichen Fahrbahnkonstruktionen für Eisenbahnbrücken hinsichtlich ihrer Bauhöhe und Herstellkosten gegenübergestellt. In Block 2 werden experimentelle Tragfähigkeitsuntersuchungen erläutert, die im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen durchgeführt wurden. Diese Laborexperimente werden in Block 3 mit komplexen, nichtlinearen Finite- Elemente Modellen numerisch nachgebildet und verifiziert. Die FE- Analysen dienen im Wesentlichen der Extraktion von Ergebnissen, die zur Erarbeitung von realitätsnahen Rechenmodellen zur Beschreibung der Tragfunktion notwendig sind. Block 4 beschäftigt sich ausführlich mit der Erstellung von ingenieursmäßigen Berechnungsmodellen unter Zuhilfenahme der Ergebnisse der Laborversuche und der FE- Studien. Es werden mehrere Möglichkeiten der Modellierung untersucht, untereinander verglichen und bewertet. Im Zuge des letzten Blocks, Block 5, wird ein zweckmäßiges Ingenieurmodell im Zuge eines Berechnungsbeispiels auf Basis des Trogbrückenentwurfs angewendet.

Es wird gezeigt, dass die SCSC- Platte eine tragfähige sowie einfach und günstig herzustellende und somit durchaus konkurrenzfähige Konstruktion ist. Außerdem werden ingenieurmäßige Modelle erarbeitet, die es ermöglichen, das komplexe Tragverhalten dieser neuartigen Konstruktion mit relativ einfachen Mitteln zu beschreiben. Somit erfolgt ein erster wichtiger Schritt zur praktischen Einsetzbarkeit der SCSC- Platte.

Abstract

A fair amount of old railway bridges is reaching the end of their technical life cycle. Therefore, these bridges need to refurbished or replaced by new structures. At the time of their design and construction the open railway deck, where the sleepers are mounted directly on the steel superstructure, was considered as state of the art. This type of railway deck is characterized by an extremely low construction depth between the lowest level of the superstructure and the top of the sleepers. On one hand, the open deck cannot be used any more for modern railway bridges for reasons of its high noise emission. On the other hand, it is usually impossible to change the levels of the clearance under and the level of the rail track on the bridge. This results especially for the substitution of old trough-, truss- and arc bridges in the discrepancy between the low given construction depth and the relatively high demand of modern railway track systems like the ballast bed or the nonballasted track. This specific problem can only be solved by the use of extremely slender deck slab constructions. The Institute of Structural Engineering/ Steel Structures developed a trough bridge system for the ÖBB, which is applicable for spans up to 25 m and contains an unstiffened massive steel deck slab. This deck plate requires a thickness of 120 mm and can be understood as the absolute minimum of possible construction depth. On the other hand, these steel decks show various disadvantages like the high construction weight, a limited availability on the market or the technically demanding welded joints.

This thesis shall present an alternative solution to the unstiffened deck plate which provides sufficient load bearing capacity at an approximately similar construction height. The main idea of the *Steel- Concrete- Steel- Composite* or SCSC- plate is to replace the material which is located near to the neutral axis and therefore barely stressed by transverse load bearing action by a more economical material like concrete. The high bending moment resistance can be reached by steel layers which are placed at the highly stressed outer zones of the cross section. To be able to activate the „Steiner“- parts of the moment of inertia it is necessary to establish a shear force resistant connection of the outer steel layers. As a side effect the connection of the steel layers to the super structure avoids problematic vertical joints between a concrete plate and the steel main girders of the bridge. Furthermore the outer steel plates work as a sealing of the whole concrete surface and therefore increase the durability in comparison to conventional reinforced concrete decks.

The thesis is divided into five blocks. In Block 1 the construction of the SCSC- plate itself is described as well as its production, the main load carrying function and its production costs. Therefore the plate will be described in detail with its fundamental bearing mechanisms and the necessary elements to activate these mechanisms. After that, the construction height and

production costs of the SCSC- plate will be compared to heights and costs of usual modern railway bridge decks according to the state of the art. Block 2 describes the experimental static strength tests which were carried out in the laboratory of the Institute of Structural Engineering. These laboratory tests are numerically verified by the use of highly complex non- linear finite- element models in Block 3. The FE- analysis is mainly needed to extract the required results for the derivation of mathematical models which describe the load bearing function. Block 4 presents the derivation of these engineering models by the help of results of the laboratory tests and the FE- analysis in detail. Various possibilities of modeling are presented, compared and assessed. In the last block, Block 5, an adequate engineering model is applied in an exemplary static analysis of an SCSC- plate, based on the trough bridge design.

Summing up, it will be shown that the SCSC- plate is a sufficiently load-bearing structure which is producible in an easy and economical way and thus is a competitive alternative compared to traditional bridge deck plate systems. Furthermore, some engineering models will be presented to describe the complex load bearing behaviour of this new construction type in a keenly easy way. Hence, this thesis provides a first important step for an applicability of the SCSC- plate in bridge constructions.

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung **iii**

Abstract **v**

Nomenklatur, Symbole und Variablen **xiv**

1 Allgemeines und Zielsetzung **1**

1.1 Einleitung, Motivation und Problemstellung 1

1.2 Zielsetzungen und Fragestellungen 3

1.3 Aufbau der Arbeit 3

2 Grundlagen und Stand der Technik **6**

2.1 Zusammenfassung 6

2.2 Motivation zur Entwicklung anhand des Trogbrückenentwurfs 7

2.3 Übliche Konstruktionsmethoden für Brückenfahrbahnplatten 11

2.3.1 Stahlfahrbahnplatten 11

2.3.1.1 Längsorientierte orthotrope Platte mit Trapezrippen 12

2.3.1.2 Längsorientierte orthotrope Platte mit Flachstahlrippen . . 14

2.3.1.3 Querorientierte orthotrope Platte 16

2.3.1.4 Grobblechplatten 17

2.3.2 Verbundfahrbahnen 18

2.3.2.1 Verbundfahrbahnen mit Stahlquerträgern 18

2.3.2.2 Verbundfahrbahnen mit Stahlblech 19

2.3.3 Betonfahrbahnen 20

2.4 Tragmechanismus und konstruktive Durchbildung der SCSC- Platte 21

2.4.1 Prinzipieller Tragmechanismus der SCSC- Platte 22
2.4.2 Konstruktion im Regelbereich 23
2.4.3 Konstruktion im Auflagerbereich 26
2.4.4 Mögliche Ausbildung von Plattenstößen 27
2.4.5 Montage der SCSC- Platte 29
2.5 Kostenvergleiche und wirtschaftliche Bedeutung der SCSC- Platte 31

3 Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit 36
3.1 Zusammenfassung 36
3.2 Prüfkörper 36
3.2.1 Konstruktion der Prüfkörper 36
3.2.2 Herstellung der Prüfkörper 40
3.2.3 Werkstoffe der Prüfkörper 41
3.2.4 Güteüberwachung und Maßkontrolle der Prüfkörper 42
3.2.5 Belastung der Prüfkörper 42
3.3 Versuchsdurchführung 44
3.3.1 Aufbau und Anordnung der Laborprüfungen 44
3.3.2 Messlayout der Dehnungs- und Verformungsmessungen 47
3.3.3 Ablauf der Versuchsdurchführung 49
3.4 Öffnung der Prüfkörper zur Freilegung der Betonbruchbilder 49
3.5 Ergebnisse der Labortests und der Bruchbilduntersuchungen 51
3.5.1 Umrechnung der Messwerte zur Berücksichtigung der Herstelltoleranzen 51
3.5.2 Darstellung ausgewählter, bereinigter Messwertverläufe 58
3.5.3 Darstellung und Interpretation der Rissbilder 62

4 Analyse mit der Methode der finiten Elemente 68
4.1 Zusammenfassung 68
4.2 Grundlagen und vorausgegangene Arbeiten 68
4.2.1 Grundlagen zum Verständnis der FE- Berechnungen 69
4.2.1.1 Grundlegendes zur Methode der finiten Elemente 69
4.2.1.2 Integrationsverfahren 70

4.2.1.3 Elementtypen 74
4.2.1.4 Stoffgesetze, Materialmodelle 78
4.2.1.5 Durchführung einer FE- Berechnung 78
4.2.2 Grundlegendes zum Programmpaket ABAQUS 79
4.2.2.1 Benutzeroberfläche CAE 79
4.2.2.2 Vorgehensweise bei der Modellierung 79
4.2.2.3 Möglichkeiten für das Postprocessing 81
4.2.3 Vorausgegangene Arbeiten zum Thema der Kronendübel 81
4.2.3.1 Festlegung des Berechnungsalgorithmus 82
4.2.3.2 Festlegung von Elementen, Netzfeinheit und *ELEMENT DELETION* 82
4.2.3.3 Festlegung der Materialmodelle 83
4.2.3.4 Einflüsse der Variationsparameter bei den Studien zum Kronendübel 88
4.2.4 Festlegung der Variationsparameter der Parameterstudien 89
4.2.4.1 Plattentyp 89
4.2.4.2 Zugschädigungsparameter d_t 90
4.2.4.3 Druckschädigungsparameter d_c 90
4.2.4.4 Belastungsgeschwindigkeit 90
4.2.4.5 Dilatationswinkel ψ 91
4.2.4.6 Reibungsbeiwerte 91
4.3 Modellierung der Struktur in ABAQUS 92
4.3.1 PARTS und MESH: Erstellung und Vernetzung der Geometrie 93
4.3.2 PROPERTY: Wahl der Materialmodelle 105
4.3.2.1 Materialmodell für Stahl- *CLASSIC METAL PLASTICITY (CMP)* 105
4.3.2.2 Materialmodell für Beton- *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY (CDP)* 106
4.3.3 ASSEMBLY und INTERACTION: Gesamtmodell mit Kontaktformulierungen 111
4.3.4 STEP: Definition der Rechenschritte 112
4.3.5 BOUNDARY CONDITION und LOAD: Lagerung und Belastung des Gesamtmodells 113

4.3.6 OUTPUT: Definition der Ausgabedaten 116
4.4 Ausgewählte Ergebnisse zur Beurteilung der Parametereinflüsse- Typ A . . . 119
4.4.1 Ergebnisvergleich anhand der *History Outputs* 119
4.4.1.1 Einfluss des Dilatationswinkels und der Reibung 119
4.4.1.2 Einfluss des Zugschädigungsparameters d_t 122
4.4.1.3 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit 125
4.4.1.4 Einfluss des Druckschädigungsparameters d_c 127
4.4.2 Ergebnisvergleich anhand der *Field Outputs* 132
4.4.2.1 Untersuchung der minimalen Betonhauptspannungen 133
4.4.2.2 Vergleich der Rissbilder an Zug- und Druckseite 134
4.4.3 Conclusio aus der Parameterstudie des Typs A 141
4.4.4 FE- Modell mit Gleichlast 141
4.5 Ergebnisse und Parametereinflüsse- Typ C 143
4.5.1 History- Outputs der Verformungen und der Dehnungen 143
4.5.2 Ergebnisvergleich anhand der *Field Outputs* 144
4.5.3 Conclusio aus der Parameterstudie des Typs C 145
4.6 Anmerkungen zu den Plattentypen B und D 145

5 Ingenieurmäßige Modellbildung zur Beschreibung der Tragfunktion 147
5.1 Zusammenfassung 147
5.2 Stabwerksmodelle 148
5.2.1 Allgemeines zu Stabwerksmodellen 148
5.2.2 Stabwerksmodell für Plattentyp A unter zentrischer, linienförmiger Belastung 148
5.2.2.1 Finite Elemente Ergebnisse zur Ableitung des Stabwerksmodells 148
5.2.2.2 Festlegung der Stabquerschnitte 151
5.2.2.3 Festlegung der Stabwerksgeometrie 154
5.2.2.4 Lagerung des Modells 158
5.2.2.5 Belastung des Modells 158
5.2.2.6 Vergleich der Teilschnittgrößen 159

5.2.2.7 Vergleich von Verformungen und Spannungen der außen liegenden Bleche . . . 164
5.2.3 Stabwerksmodell für Plattentyp C unter zentrischer, linienförmiger Belastung . . . 168
5.2.3.1 Finite Elemente Ergebnisse zur Ableitung des Stabwerksmodells . . . 168
5.2.3.2 Festlegung der Stabquerschnitte der Variante 1 . . . 170
5.2.3.3 Festlegung der Stabwerksgeometrie der Variante 1 . . . 174
5.2.3.4 Festlegung der Stabquerschnitte der Variante 2 . . . 178
5.2.3.5 Festlegung der Stabwerksgeometrie der Variante 2 . . . 181
5.2.3.6 Lagerung und Belastung des Modells . . . 181
5.2.3.7 Vergleich der Teilschnittgrößen . . . 181
5.2.3.8 Vergleich der Verformungen und Spannungen der außen liegenden Bleche . . . 188
5.2.4 Zusammenfassede Erkenntnisse aus der Modellierung mit Stabwerksmodellen . . . 191
5.3 Die Theorie des elastischen Verbunds . . . 192
5.3.1 Theoretische Grundlagen . . . 192
5.3.2 Numerische Lösung der Differentialgleichung . . . 200
5.3.3 Modellbildung zur SCSC- Platte . . . 205
5.3.3.1 Teilquerschnitte und Querschnittswertermittlung . . . 206
5.3.3.2 Zusätzlich unterstützendes Sprengwerk . . . 211
5.3.3.3 Koppelfedersteifigkeiten und Druckstrebenspannungen . . . 216
5.3.3.4 Modelle zur vereinfachten Ermittlung der Traglast . . . 220
5.3.4 Beschreibung eines Berechnungsprogramms auf Basis des Differenzenverfahrens . . . 221
5.3.4.1 Verifikation mit Grenzwertbetrachtungen . . . 234
5.3.5 Modell zur Nachrechnung der Laborversuche . . . 240
5.3.6 Auswahl der adäquaten Parameterkombination zur Beschreibung der Tragfunktion . . . 245
5.4 Zweistabmodelle mit diskreten Koppelstäben . . . 258
5.4.1 Allgemeines zu Zweistabmodellen . . . 258

5.4.2 Modellbildung zur Beschreibung der Tragfunktion von SCSC- Platten mit Zweistabmodellen . . . 261
5.4.3 Modell zur Nachrechnung der Laborversuche . . . 263
5.5 Ergebnisvergleiche der verschiedenen Berechnungsmodelle . . . 268
5.5.1 Ergebnisvergleiche anhand der Laborversuche . . . 268
5.5.2 Ergebnisvergleiche anhand des Gleichlastmodells . . . 285
5.5.3 Conclusio aus den Ergebnisvergleichen . . . 292

6 Berechnungsbeispiel unter Anwendung der ingenieurmäßigen Modellbildung 294

6.1 Zusammenfassung . . . 294
6.2 Geometrie und Materialparameter . . . 295
6.2.1 Vereinbarungen zu Geometrie . . . 295
6.2.2 Materialien . . . 296
6.2.2.1 Stahl . . . 296
6.2.2.2 Beton . . . 297
6.2.3 Modellbildung . . . 298
6.3 Einwirkungen . . . 299
6.3.1 Ständige Einwirkungen . . . 299
6.3.2 Veränderliche Einwirkungen . . . 300
6.3.3 Zusammenstellung der Lastwerte für das Berechnungsprogramm . . . 303
6.3.4 Beiwerte zur Anpassung der Verkehrslasten . . . 304
6.4 Berechnung, Überlagerung und Nachweise . . . 305
6.4.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) . . . 305
6.4.1.1 Auswertung der Spannungsverläufe . . . 306
6.4.1.2 Nachweise der liegenden Druckdiagonalen . . . 309
6.4.1.3 Nachweise des Sprengwerks . . . 312
6.4.1.4 Lasteinleitung in die Hauptträger . . . 318
6.4.2 Grenzzustand der Ermüdung (FLS) . . . 321
6.5 Mengenermittlung . . . 324

7 Zusammenfassung und Ausblick **327**

7.1 Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse 327

7.2 Ausblick und weiterer Forschungsbedarf 328

A Pläne der Prüfkörper des Labortests **333**

A.1 Platte Typ A 333

A.2 Platte Typ B 339

A.3 Platte Typ C 345

A.4 Platte Typ D 350

B Material und Fertigungsdokumentation **355**

B.1 Stahlbau 355

B.1.1 Materialzeugnisse 355

B.1.2 Zuschnittpläne 362

B.1.3 Blechdickenmessungen 369

B.1.4 MT- Prüfprotokoll 380

B.2 Füllbeton 382

B.2.1 Formblatt 1 nach ÖNORM B4710-1 382

B.2.2 Würfeldruckprüfzeugnisse 384

C Tabellenwerke für Einfeldträger mit elastischem Verbund, [Pis69] **397**

D Berechnung der Endkriechzahl für das Beispiel aus *Kapitel 6* **403**

Literaturverzeichnis I

Nomenklatur, Symbole und Variablen

Englische Fachbegriffe und Eigennamen sind *kursiv* gesetzt. Vektoren werden mit einem einem Pfeil ($\vec{X}$), Matrizen mit einer Tilde ($\tilde{X}$) über dem Variablennamen gekennzeichnet. Das erste Element jedes Vektors hat den Index *„1“*, ein beliebiges Element des Vektor wird mit dem Index *„i“* bezeichnet und das letzte Element des Vektors wird durch den Index *„n“* gekennzeichnet.

Die Materialkennwerte von Stahl werden mit dem Index *„a“*, jene von Beton mit dem Index *„c“* gekennzeichnet. Alle Variablen, die sich auf den oberen Teilquerschnitt beziehen, erhalten den Index *„t“* oder *„TOP“*. Alle Variablen, die sich auf den unteren Teilquerschnitt beziehen, erhalten den Index *„b“* oder *„BOT“*. Der Index *„out“* bezeichnet eine Randfaser des Stahlblechs auf der dem Beton abgewandten Seite. Der Index *„in“* bezeichnet eine Randfaser des Stahlblechs auf der dem Beton zugewandten Seite. Mit dem Index *„cent“* wird die Mittelfaser des Stahlblechs bezeichnet. Der Index *„SF“* bedeutet „Strutted Frame“ und wird für Tragwerksteile, Kräfte und Spannungen des zusätzlich unterstützenden Sprengwerks verwendet.

Ableitungen nach nach dem Ort x werden wie folgt bezeichnet: $\frac{d}{dx}$, $\frac{d^2}{dx^2}$, $\frac{d^3}{dx^3}$, ...
Partielle Ableitungen nach nach der Zeit t werden wie folgt bezeichnet: $\frac{\partial}{\partial t}$, $\frac{\partial^2}{\partial t^2}$, ...

Die nachfolgende Auflistung enthält alle Variablen, Symbole und Abkürzungen, die im Verlauf der Arbeit verwendet werden. Die Symbole und Abkürzungen werden außerdem im Text erläutert, wenn sie das erste Mal vorkommen.

Abkürzungen

Bl.	Blech
CAE	Computer Aided Engineering
CDP	Compression Damaged Plasticity- numerisches Materialmodell für Beton
CPU	Central Processing Unit- Hauptprozessor
DMS	Dehnmessstreifen
DT	Displacement Transducer $\widehat{=}$ induktiver Wegaufnehmer
EQT	Endquerträger
QT	Querträger

SCSC	Steel- Concrete- Steel- Composite
SCC	Self Compacting Concrete

Lateinische Kleinbuchstaben

a	statisch wirksame Dicke einer Schweißnaht
a, b, c	Koeffizienten einer quadratischen Parabelgleichung (*Abschnitt 5.3*)
$a_1, \cdots, a_n$	Elemente der Hauptdiagonale der Steifigkeitsmatrix (*Abschnitt 5.3*)
b	Breite
b_0	Bruttobreite von breiten Gurten
b_{eff}	effektive, mittragende Breite von breiten Gurten
c_{11}	Federsteifigkeit des Teilsystem 1 des Eins- Systems zur Lösung einer statisch unbestimmten Aufgabe
c_{12}	Federsteifigkeit des Teilsystem 2 des Eins- Systems zur Lösung einer statisch unbestimmten Aufgabe
c_d	Wellengeschwindigkeit in einem Medium
d_c	Druckschädigungsparameter des Betons (*Kapitel 4*)
d_t	Zugschädigungsparameter des Betons (*Kapitel 4*)
e	Abstand zwischen oberem und unterem Teilquerschnittsschwerpunkt
e_{DL}	Abstand zwischen zwei Dübelleisten in y- Richtung
e_{DS}	Abstand zwischen zwei Betondübeln in x- Richtung
e_{QT}	Querträgerabstand
$e_{t(b)}$	Abstand zwischen Koppelfuge und oberem (unterem) Teilquerschnittsschwerpunkt
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ctm}	mittlere Zugfestigkeit des Betons
f_y	Streckgrenze des Stahls
f_u	Zugfestigkeit des Stahls
g	Erdbeschleunigung ($g = 9,81 m/s^2$)
h	Höhe
Δh	Höhenabweichung, Höhendifferenz
$h^{*A(B,C,D)}$	Höhe des Ersatzquerschnitts eines einzelnen Stahldübelzahns des Typs A(B,C,D)
h_c	Höhe des Betonteils des oberen Teilquerschnitts
h_{Due}	Höhe des Betondübels
h_{ges}	Gesamthöhe des Plattenquerschnitts
h_i	lichte innere Höhe zwischen den außen liegenden Stahlblechen $\widehat{=}$ Höhe des Füllbetonkerns
h_m	arithmetisch gemittelte Höhe
h_{Plan}	planmäßige Querschnittshöhe ohne Maßabweichungen
h_{Rest}	Teil der Stahldübellesite, der ununterbrochen über die gesamte Länge durchläuft

$h_{t(b)}$	Gesamthöhe des oberen (unteren) Teilquerschnitts
k	Hilfswert in *Kapitel 4*
k_x	verschmierte Federsteifigkeit der Streckenfeder in Richtung der x-Achse in der Koppelfuge
k_x^*	Ersatzfedersteifigkeit eines Lamellenstabes beim Zweistabmodell (*Abschnitt 5.4*)
$k_{x,ax}$	achsiale Federsteifigkeit einer einzelnen Betondruckstrebe
$k_{x,Zahn}^{A(B,C,D)}$	Federsteifigkeit eines einzelnen Stahldübelzahns des Typs A(B,C,D)
$l_1, \cdots, l_n$	Elemente des Belastungsvektors
l_1	Teillänge der Betondruckstrebe mit linear veränderlichem Querschnitt
l_2	Teillänge der Betondruckstrebe mit konstantem Querschnitt
l_{ges}	Gesamtlänge der Betondruckstrebe
l_{SP}	Stützweite
n_h	Potenzzahl zur Ergebniskorrektur bei Bauhöhenabweichungen
n_t	Potenzzahl zur Ergebniskorrektur bei Blechdickenabweichungen
$p_{t(b)}(x)$	allgemeine innere Kontaktkräfte auf den oberen (unteren) Teilquerschnitt in Richtung der z- Achse
$q(x)$	allgemeine äußere Belastung in Richtung der z- Achse
t	definierter Zeitpunkt (*Abschnitt 4.2.1*)
Δt	Blechdickenabweichung, Blechdickendifferenz (*Abschnitt 3.5.1*)
Δt	Zeitinkrement (*Kapitel 4*)
t_b	Blechdicke des unten liegenden (Boden-)Blechs
t_{DL}	Blechdicke der Stahldübelleiste
t_m	arithmetisch gemittelte Blechdicke
t_{Plan}	planmäßige Blechdicke ohne Maßabweichungen
t_{QT}	Querträgerstegdicke
t_t	Blechdicke des oben liegenden (Deck-)Blechs
u, v, w	Verschiebungen im Raum. u bezeichnet eine Verschiebung in Richtung der x- Achse, v in Richtung der y- Achse und w in Richtung der z- Achse
$u_{t(b),joint}$	Verschiebung eines Punktes des oberen (unteren) Teilquerschnitts an der Randfaser zur Koppelfuge
w_c, w_t	*compression* und *tension recovery* des Betonsmodells CDP (*Kapitel 4*)
w_x	Biegelinienordinate in Richtung der z- Achse an der Stelle x
x, y, z	Koordinaten im Raum. x verläuft entlang der Stabachse oder in Spannrichtung, y quer dazu und z ist nach unten positiv definiert
Δx	Länge von hinreichend kleinen Abschnitten auf der x-Achse
z_S	Schwerpunktabstand in Richtung der z- Achse
$z_{S,starr}, z_{S,ges}$	Abstand der oberen Randfaser zum Schwerpunkt in Richtung der z-Achse für den Balken mit starrem Verbund
$\bar{z}_{t(b)}$	Abstand in Richtung der z- Achse, gemessen zwischen dem Schwerpunkt des oberen (unteren) Teilquerschnitts und einem einem weiteren beliebigen Punkt desselben Teilquerschnitts

Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
$A_{cd,1}$	Querschnittsfläche der Betondruckstrebe direkt am Anschlusspunkt zur Dübelleiste
$A_{cd,2}$	maximal mögliche Querschnittsfläche der Betondruckstrebe zwischen zwei Dübelleisten
A_G	Querschnittsfläche eines Gurtes
A_{SF1}	Querschnittsfläche des schrägen Stabs des unterstützenden Betonsprengwerks
A_{SF2}	Querschnittsfläche des horizontalen Stabs des unterstützenden Betonsprengwerks
$A_{t(b)}$	Querschnittsfläche des oberen (unteren) Teilquerschnitts
$A_{yy}^{*A(B,C,D)}$	Trägheitsmoment des Ersatzquerschnitts eines einzelnen Stahldübelzahns des Typs A(B,C,D)
A_{zz}	Trägheitsmoment oder Flächenmoment zweiten Grades um die y-Achse
A_{zz}^*	Ersatzträgheitsmoment eines Lamellenstabes beim Zweistabmodell (*Abschnitt 5.4*)
$A_{zz,Plan}$	Trägheitsmoment um die y-Achse eines Querschnitts mit plangemäßen Abmessungen ohne Maßabweichungen
$A_{zz,t(b)}$	Eigenträgheitsmoment des oberen (unteren) Teilquerschnitts
B, C, D, T_{eq}	abschnittsweise konstante Hilfswerte (*Abschnitt 5.3*)
$\tilde{D}$	Dämpfungsmatrix
E	E- Modul
E_0	elastischer E- Modul des Betons (*Kapitel 4*)
F	definierter Kräftezustand (*Kapitel 4*)
ΔF	inkrementelle Veränderung des Kräftezustands (*Kapitel 4*)
G	Gewicht (*Kapitel 6*)
K_c	Variationsparameter des Betonmodells CDP (*Kapitel 4*)
$\tilde{K}$	Steifigkeitsmatrix (*Kapitel 4*)
$\tilde{M}$	Massenmatrix (*Kapitel 4*)
M, M_y	Biegemoment (um die y- Achse)
M_{glob}	globales Biegemoment des gesamten Kontinuums
$M_{t(b)}$	Biegemoment der oberen (unteren) Teilquerschnitts
$M_{y,el,Rd}$	elastisches Grenzmoment eines Querschnitts bei Biegung um die y-Achse
$M_{y,pl,Rd}$	plastisches Grenzmoment eines Querschnitts bei Biegung um die y-Achse
N, N_x	Normalkraft (in Richtung der x- Achse)
$\vec{N_{cd}}$	Verlauf der Druckstrebennormalkräfte im Betonkern
N_{glob}	globale Normalkraft des gesamten Kontinuums
N_{SF1}	Normalkraft des schrägen Stabs des unterstützenden Betonsprengwerks

N_{SF2}	Normalkraft des horizontalen Stabs des unterstützenden Betonsprengwerks
$N_{t(b)}$	Normalkraft der oberen (unteren) Teilquerschnitts
P	vertikale Einzellast
$\vec{P}$	Lastvektor
S_{ges}	Schwerpunkt des Balkens mit starrem Verbund
$S_{t(b)}$	Schwerpunkt des oberen (unteren) Teilquerschnitts
$T_{const,t(b)}$	Differenz des, über die Querschnittshöhe konstant verteilten Temperaturanteils des oberen (unteren) Teilquerschnitts zur Errichtungstemperatur
$\Delta T_{lin,t(b)}$	über die Querschnittshöhe linear verteilter Temperaturgradient des oberen (unteren) Teilquerschnitts
$T_{t(b)}$	Schubfluss, der vom oberen (unteren) Teilquerschnitt in die Koppelfuge abgegeben wird
$\vec{U}$	Verschiebungsvektor
V, V_z	Querkraft (in Richtung der z- Achse)
V	Volumen (*Kapitel 6*)
V_{glob}	globale Querkraft des gesamten Kontinuums
$V_{t(b)}$	Querkraft der oberen (unteren) Teilquerschnitts
W_y	Widerstandsmoment um die y-Achse

Griechische Kleinbuchstaben

α	Winkel
α	Lastklassifizierungsfaktor für LM71 (*Kapitel 6*)
α_t	Temperaturausdehnungskoeffizient
β_i	Neigungswinkel der resultierenden Kraft auf den Betondübel i (*Abschnitt 5.2*)
$\beta_{0(1)}$	Beiwerte zur Ermittlung der mittragenden Breiten (*Abschnitt 5.3*)
δ	Schlupf oder Relativverschiebung zwischen oberem und unterem Teilquerschnitt
δ_{ck}	Rissverformung des Betons bei Zugbeanspruchung
δ_{SF2}	Verlängerung des Sprengwerkstabes SF2
ε	Lastdehnung
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$	Hauptdehnungen
$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$	inelastische Dehnung des Betons (*Kapitel 4*)
$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$	plastische (bleibende) Dehnung des Betons (*Kapitel 4*)
ε_{c1}	Betonstauchung bei f_{cm}
ε_{cu1}	Beruchdehnung des Betons
ε_t	Temperaturdehnung
ϕ	dynamischer Beiwert (*Kapitel 6*)
γ_G	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Lasten
γ_M“$_i$“	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Lasten

φ	Hauptspannungsrichtung $\widehat{=}$ Winkel zwischen y- Achse und erster Hauptspannung
$\varphi(\infty, 28)$	Endkriechzahl des Betons, Belastungsbeginn 28 Tage nach dem Betonieren
κ	Krümmung der Biegelinie zufolge Momentenbelastung
κ_t	Temperaturkrümmung der Biegelinie
λ	Beiwert für den vereinfachten Ermüdungsnachweis mit LM71 (*Kapitel 6*)
ν	Querdehnzahl
ρ	Dichte in $[kg/m^3]$
σ, σ_{xx}	Normalspannung
σ_1, σ_2	Hauptspannungen
σ_{b0}, f_{b0}	zweiachsiale Proportionalitätsgrenze des Betons (*Kapitel 4*)
σ_{c0}, f_{c0}	einachsiale Proportionalitätsgrenze des Betons (*Kapitel 4*)
$\vec{\sigma}_{cd1}$	Verlauf der Betonstrebendruckspannungen am Anschluss zu den Stahldübelleisten
$\vec{\sigma}_{cd2}$	Verlauf der Betonstrebendruckspannungen im Regelbereich
σ_{cu}	Druckfestigkeit des Betons (*Kapitel 4*)
σ_{t0}	Zugfestigkeit des Betons (*Kapitel 4*)
σ_v	Vergleichsspannung nach Huber, Hencky und von Mises
τ, τ_{yz}	Schubspannung
ψ	Dilatationswinkel, Winkel der inneren Reibung des Betonsmodells CDP (*Kapitel 4*)
ψ_L	Kriechbeiwert
$\zeta(x)$	Verlaufsfunktion der Spannungsverteilung in Abhängigkeit von x

Griechische Großbuchstaben

Φ	Endtangentendrehwinkel
$\Omega(x)$	Verlaufsfunktion der Biegelinie in Abhängigkeit von x

Kapitel 1

Allgemeines und Zielsetzung

1.1 Einleitung, Motivation und Problemstellung

Eisenbahnbrücken älterer Bauart nähern sich mit zunehmender Anzahl dem Ende ihrer planmäßigen Lebensdauer. Basierend auf genauen Analysen der Life Cycle Costs ist daher für diese Brücken eine Komplettsanierung oder ein Ersatzneubau notwendig. Die betreffenden Brücken sind überwiegend mit offener Fahrbahn ausgebildet, bei der die so genannten Brückenhölzer, das sind im Wesentlichen Schwellen, direkt auf der tragenden Stahlkonstruktion montiert sind. Dadurch ergibt sich vor allem bei Trog-, Fachwerktrog- und Bogenbrücken eine extrem niedrige Bauhöhe zwischen darunterliegendem Lichtraum und Schwellenoberkante. Moderne Brücken, die nach dem heutigen Stand der Technik gebaut werden, können vorrangig aus Gründen des Lärmschutzes nicht mehr mit offener Fahrbahn konstruiert werden. Die heute denkbaren Ausführungsformen sind entweder ein Schottertrog mit rund 55 cm Höhe oder die unwesentlich niedriger ausführbare feste Fahrbahn. Wird ein Ersatzneubau angedacht, ist in der Regel weder der Lichtraum des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges noch die Höhenlage der Gleise wesentlich abänderbar. Wie aus *Abbildung 1.1* deutlich zu erkennen ist, hätte eine Anhebung der Schienengradiente auf dem Tragwerk auf Grund des sehr geringen zulässigen Gefälles von Eisenbahntrassen erhebliche Auswirkungen auf die Gleishöhe in weiten Bereichen vor und hinter der Brücke. Für den Neubau wären also in diesem Fall zusätzlich zu den reinen Baukosten des Tragwerks die Kosten von Gleis- und eventuell sogar Erdbauarbeiten für die Einflussbereiche der erhöhten Schienengradiente, die in *Abbildung 1.1* mit $L(1)$ beziehungsweise $L(2)$ bezeichnet sind, einzurechnen. Daher ist es für Ersatzneubauten der angesprochenen Konstruktionsformen meist wirtschaftlicher, die Bauhöhe der Fahrbahnkonstruktion auf ein Minimum zu reduzieren. Für die Quertragwirkung, also die Weiterleitung der Vertikallasten zu den Brückenhauptträgern, ist jedoch mit herkömmlichen Konstruktionsformen eine gewisse Bauhöhe erforderlich. Aus diesem Grund sind für derartige Anwendungsfälle neuartige Konstruktionen gewünscht, die bezüglich ihrer Bauhöhe optimiert sind. *Abbildung 1.1* zeigt qualitativ die beschriebene Problematik und somit die prinzipielle Motivation zur Entwicklung von extrem schlanken Fahrbahnkonstruktionen.

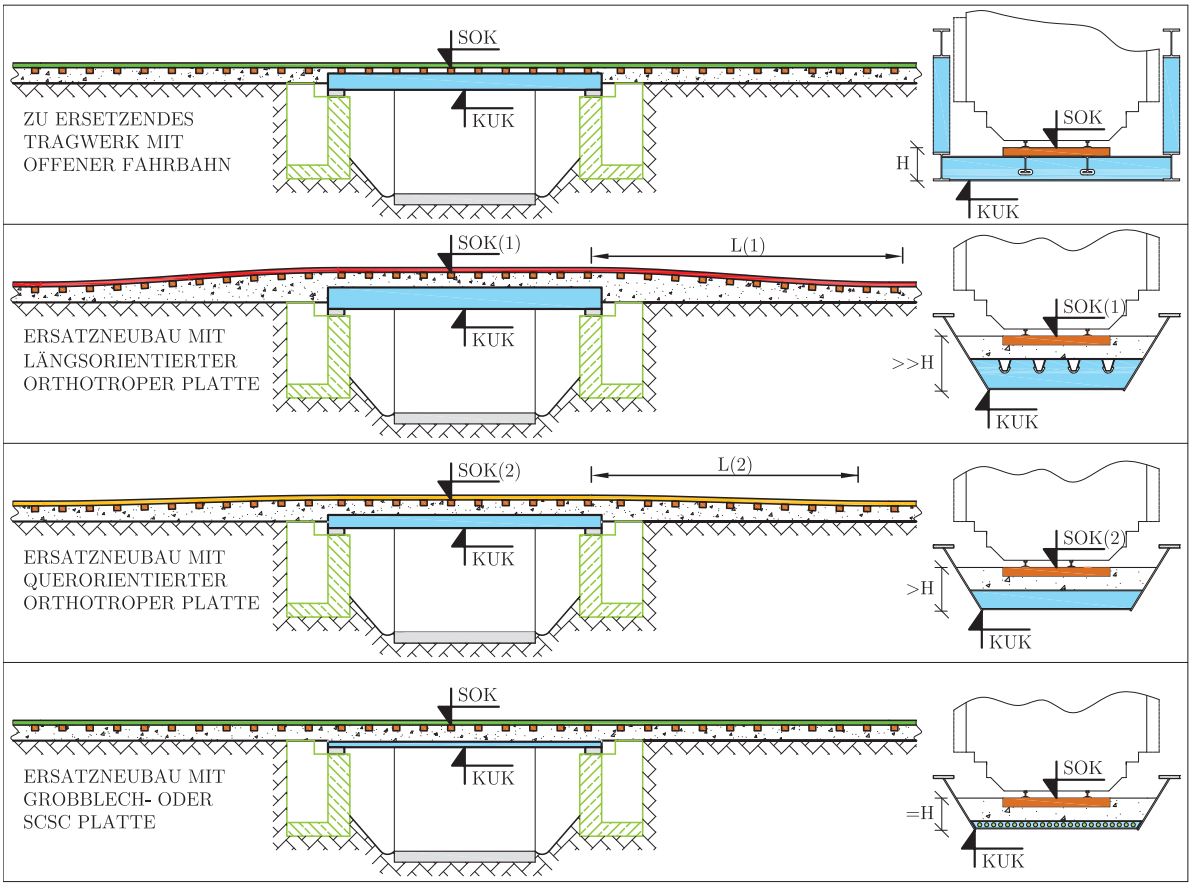


Abbildung 1.1: Motivation zur Entwicklung der SCSC- Platte

Als ein Lösungsvorschlag des oben beschriebenen Widerspruchs, im Speziellen für kleine Stützweiten zwischen 10 und 25 m, wurde vom Institut für Tragkonstruktionen/ Stahlbau eine Regelplanung für Trogbrücken entwickelt [KF07]. Dieser Entwurf zeichnet sich unter anderem durch eine Fahrbahnplatte aus, die lediglich aus einem 120 mm dicken Blech ohne jegliche Aussteifungen besteht und liefert somit das absolute Minimum der möglichen Konstruktionshöhe. Bleche dieser Dicke haben jedoch auch nicht von der Hand zu weisende Nachteile wie die schwierige Verfügbarkeit, die hohe Stahltonnage und die technologisch anspruchsvollen Bedarfsschweißstöße.

Zur Vermeidung dieser Nachteile wird eine Alternative zur unausgesteiften Grobblech- Fahrbahnplatte gesucht, die vergleichbare Tragfähigkeiten bietet, ohne dabei wesentlich an Schlankheit zu verlieren. Es liegt nahe, das Material, das um die Schwerachse herum angeordnet ist und daher bei Biegemomentenbeanspruchung in Brückenquertragrichtung kaum Spannungen erfährt, durch ein billigeres Material, wie zum Beispiel Beton, auszutauschen. An den hoch ausgenutzten Randfasern kann die ursprüngliche Tragfähigkeit dabei durch die Anordnung von relativ dünnen Schichten aus Stahl nahezu ohne Einbußen erhalten bleiben. Dabei muss jedoch sichergestellt werden, dass die außen liegenden Stahlteile schubfest miteinander verbunden sind, um deren „Steineranteile“ möglichst voll ausnutzen zu können. Der stahlbaumäßige Anschluss an das Haupttragwerk soll erhalten bleiben, um eine vertikale Fuge zwischen Betonplatte und Brückenhauptträger zu vermeiden. Eine derartige Fuge

ist in der Regel ein problematischer Detailpunkt, da deren dauerhafte Abdichtung gegen eindringendes Wasser nahezu unmöglich ist. Des Weiteren übernimmt das beiderseits der Betonplatte angeordnete Stahlblech zusätzlich die Funktion der Betonabdichtung auf der gesamten Plattenoberfläche und erhöht somit signifikant die Dauerhaftigkeit der Konstruktion. Aus der Summe dieser Überlegungen heraus entsteht der in der vorliegenden Arbeit behandelte Plattentyp, die *Steel- Concrete- Steel- Composite* oder auch SCSC- Platte.

1.2 Zielsetzungen und Fragestellungen

Die vorliegende Arbeit umfasst im Wesentlichen drei Ziele:

Die Darlegung der Motivation zur Entwicklung der SCSC- Platte sowie in weiterer Folge eine Beschreibung der Konstruktion und ihrer Funktionsweise.

Die Darlegung der wirtschaftlichen Relevanz der SCSC- Platte anhand der Beschreibung der einfachen Konstruktion und Herstellbarkeit sowie im Zuge von Kostenvergleichen mit herkömmlichen Konstruktionsformen.

Die Erarbeitung eines Berechnungsmodells für den Zustand der Tragfähigkeit, das im Rahmen einer statischen Bemessung die hinreichend genaue Abschätzung der Tragfunktion mit möglichst einfachen Mitteln, das heißt mit heute üblichen EDV-Programmen, ermöglicht. Das Berechnungsmodell solle dabei sowohl die Steifigkeit als auch die Tragfähigkeit der SCSC- Platte realitätsnahe abbilden. Die Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit des Bauteils ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

Zur Erreichung der oben genannten Ziele, allen voran des dritten, wurden experimentelle Tragfähigkeitsuntersuchungen an 1:1 Probekörpern durchgeführt, die mit Finite- Elemente Analysen verifiziert werden konnten. Aus der Summe der Labormessdaten und jener Daten, die zwar nicht messtechnisch erfasst, sehr wohl jedoch numerisch ermittelt werden konnten, werden einige ingenieurmäßige Modellbildungen vorgestellt, die im Anschluss bezüglich ihrer Treffsicherheit beurteilt und untereinander verglichen werden. Damit ist es möglich, einen Vorschlag zur Modellbildung zu erarbeiten, der das oben genannte Ziel erfüllt.

1.3 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit ist in fünf Blöcke unterteilt, die der Erreichung der oben beschriebenen Ziele dienen und im Wesentlichen den chronologischen Ablauf der Herangehensweise bis zur endgültigen Erstellung der Ingenieurmodelle wiedergeben:

Block 1 ($\widehat{=}$ *Kapitel 2*) beschäftigt sich mit der Konstruktion, der Herstellung, der Tragwirkung und einem Kostenvergleich der SCSC- Platte. Zunächst wird die Motivation zur Entwicklung des hier beschriebenen Plattentyps nochmals ausführlich erläutert

und dargelegt. Dazu wird der bereits angesprochene Regelentwurf der Trogbrücken mit unausgesteifter Grobblechfahrbahntafel näher beschrieben. Um die SCSC- Platte bezüglich ihres Anwendungsfeldes und ihrer spezifischen Vorteile besser beurteilen zu können, ist es zudem notwendig, die anderen, heute üblichen Fahrbahnkonstruktionen für Eisenbahnbrücken vorzustellen und grob zu beschreiben. Als Grundlage, das heißt als Haupttragwerk und somit als Rahmen der Betrachtungen wird dabei durchwegs der Trogbrückenentwurf herangezogen. Im Anschluss daran folgt eine prinzipielle Beschreibung des fundamentalen Tragmechanismus und der dazu notwendigen Elemente der SCSC- Platte. Es werden zudem Vorschläge zu einigen zu erwartenden Schlüsseldetails erarbeitet und dargestellt. Eine überschlägige Abschätzung der Herstellkosten ermöglicht eine wirtschaftliche Einreihung des neuartigen Fahrbahntyps in die heute üblichen Konstruktionsformen.

Block 2 (≙ *Kapitel 3*) beschreibt die experimentellen Tragfähigkeitsuntersuchungen im Labor als Grundlage einer mathematischen Modellbildung der Tragfunktion. Die Ausbildung des erwarteten Tragmechanismus und die Tragfähigkeit der SCSC- Platte wurde im Labor experimentell bestimmt. Diese Versuche werden ausführlich und nachvollziehbar dokumentiert und die wesentlichen Ergebnisse zur weiteren Verwendung aufbereitet.

Block 3 (≙ *Kapitel 4*) zeigt die Modellierung der Struktur mit Finiten Elementen zur Verifikation der Laborversuche und zur Gewinnung von weiteren Daten zur ingenieurmäßigen Modellbildung. Dazu werden zwei der vier Probekörpergeometrien mit hochgradig komplexen Finite Elemente Modellen abgebildet und einer umfangreichen Parameterstudie unterzogen. Damit ist es möglich, die Versuchsergebnisse aus dem Labor im Berechnungsmodell in hinreichender Näherung abzubilden und somit die richtige Erfassung der Tragfunktion sicherzustellen. Nach der Identifikation jener Modelle mit den geringsten Abweichungen zu den Ergebnissen der Labortests können daraus beliebige Ergebnisse extrahiert werden, die im Zuge einer Bauteilprüfung im Labor nur schwer oder gar nicht messbar sind. Somit ist die Finite Elemente Analyse ein wertvolles Werkzeug zur Erarbeitung von realitätsnahen Rechenmodellen.

Block 4 (≙ *Kapitel 5*) Die Erstellung von ingenieursmäßigen Berechnungsmodellen erfolgt unter Zuhilfenahme der Messergebnisse der Laborversuche und der Ergebnisse der „geeichten“ Finite- Element Modelle. Es werden mehrere Möglichkeiten der Modellierung untersucht und bewertet. Je nach Komplexität des gewählten Modells ergeben sich unterschiedliche Genauigkeiten der Ergebnisse. Der Block wird durch einen Vergleich aller Modelle untereinander abgerundet.

Block 5 (≙ *Kapitel 6*) enthält die Anwendung eines zweckmäßigen Ingenieurmodells im Zuge eines Berechnungsbeispiels. Es wird eine Möglichkeit auf Basis des Trogbrückenentwurfs präsentiert, die Tragfähigkeit der SCSC- Platte mit vertretbarem Aufwand zu beurteilen. Beispielhaft wird ein Plattenelement unter Anwendung des aktuellen Standes der Eurocodes für die Quertragwirkung bemessen.

Als Abschluss der vorliegenden Arbeit werden die wesentlichen Erkenntnisse nochmals zusammengefasst. Im Ausblick werden jene Punkte angesprochen, die zum derzeitigen Stand

noch weiterer Forschungsarbeit bedürfen respektive noch gar nicht untersucht wurden.

Die Anhänge enthalten im Wesentlichen Plan- und Dokumentationsunterlagen der Laborversuche sowie diverse zusätzliche Informationen zur eigentlichen Arbeit.

Kapitel 2

Grundlagen und Stand der Technik

2.1 Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel wird einleitend ein am Institut für Tragkonstruktionen erstelltes Projekt vorgestellt, bei dem das Ziel die Ausbildung einer außergewöhnlich schlanken Fahrbahnkonstruktion in Form einer unausgesteiften Grobblechplatte war. Dieses Projekt stellt die Grundlage sämtlicher, in der vorliegenden Arbeit folgenden, Untersuchungen und Erkenntnisse dar und ist somit zum Verständnis der Zielsetzung der Arbeit von besonderer Bedeutung. Anhand dieses Entwurfs werden nochmals die prinzipiellen Beweggründe zur Entwicklung der SCSC- Platte erläutert.

Danach erfolgt eine kurze Auflistung und Beschreibung von Konstruktionsformen für Brückenfahrbahnen, die heute abseits der unausgesteiften Grobblechplatte üblich sind. Dies ist erforderlich, um einen Überblick über die derzeitigen Möglichkeiten inklusive der daraus resultierenden Vor- und Nachteile sowie über grobe Bauteilabmessungen der möglichen Varianten zu bekommen.

Im Anschluss an die Absteckung der Randbedingungen des Entwurfs wird die Sandwichplatte im Detail vorgestellt. Im Zuge dessen wird zunächst der zugrunde gelegte Tragmechanismus der Platte beschrieben. Die Funktionsweise der Platte beruht im Wesentlichen darauf, dass die Stahlteile durch den Füllbeton schubfest miteinander verbunden werden und somit deren Steiner- Anteile aktiviert werden können. Daher sind die außen liegenden Stahlteile, ähnlich wie die Gurte des H- Trägers, hauptsächlich für die Biegesteifigkeit des Elements verantwortlich, während der Füllbeton im Wesentlichen die Aufgabe des Stegs, vor allem aber jene der Halskehlnaht übernimmt. Aus dem vorgestellten Tragmechanismus wird dann die konstruktive Durchbildung sowohl im Allgemeinen als auch bezüglich der Ausbildung von Detailpunkten und Elementstößen entwickelt. Im Zuge dessen wird auch die besonders einfache Herstellbarkeit SCSC- Platte gezeigt. Dieses Kapitel bildet die Grundlage aller darauf folgenden theoretischen Betrachtungen.

Als Abschluss dies Themenblocks 1 erfolgt eine Gegenüberstellung von Herstellkosten der beschriebenen Fahrbahnvarianten. Diese Gegenüberstellung dient im Wesentlichen dem Zweck, die wirtschaftliche Konkurrenzfähigkeit der SCSC- Platte zu belegen. Es wird gezeigt, dass

die SCSC- Platte eine tragfähige sowie einfach und günstig herzustellende und somit durchaus konkurrenzfähige Konstruktion ist.

2.2 Motivation zur Entwicklung anhand des Trogbrückenentwurfs

Wie bereits in den einleitenden Worten erwähnt, wurde am Institut für Tragkonstruktionen-Stahlbau der TU- Wien eine Regelplanung für eine eingleisige Trogbrücke im Stützweitenbereich zwischen 10 und 25 m entwickelt[KF07]. Diese Trogbrücke soll für Ersatzneubauten von alten Tragwerken mit offener Fahrbahn dienen und weist folgende Besonderheiten auf:

- Regelplanung für Stützweiten von 10 bis 25m
- keinerlei Querrippen, Queraussteifungen oder Querträger mit Ausnahme der Endquerträger
- Fahrbahndeck als unausgesteifte Grobblechtafel mit 120 mm Dicke
- somit besonders einfache Herstellbarkeit und Montierbarkeit
- außerdem extrem minimierte Bauhöhe zwischen Tragwerks- Unterkante und Schwellen-Oberkante

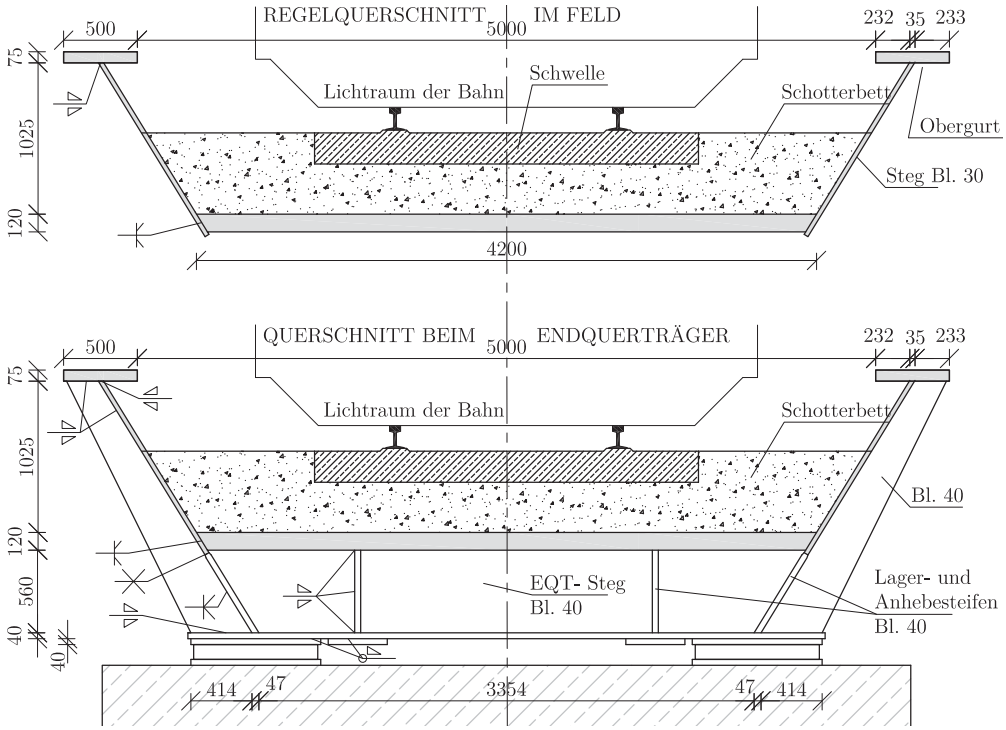


Abbildung 2.1: Regel- und Endquerschnitt der Trogbrücke

Abbildung 2.1 zeigt den Regelquerschnitt sowie den Querschnitt beim Endquerträger der Trogbrücke mit einer Stützweite von 20 m. Der Regelquerschnitt besteht im Wesentlichen aus fünf Einzelblechen. Das sind die zwei Obergurte mit einer Dicke von je 75 mm, die zwei 30 mm dicken Stege und die Fahrbahntafel als 120 mm Grobblechtafel. Der Entwurf zielt somit einerseits auf die Minimierung der Bauhöhe der Fahrbahn und andererseits auf die Minimierung der Fertigungskosten ab. Durch den Wegfall jeglicher Aussteifungen im Brückenfeld entfällt im Vergleich zu herkömmlichen Konstruktionen ein beträchtlicher Schweißaufwand. Im Gegenzug dazu müssen die Teilbleche selbst genügend Eigensteifigkeit besitzen. Aus diesem Grund fallen sowohl die Stege als auch die Fahrbahntafel ungewöhnlich schwer aus. Konkret sind die Nachteile der vorliegenden Tragwerksausführung:

- eventuell eingeschränkte Blechverfügbarkeit des 120 mm starken Fahrbahnblechs
- hohes Gewicht für Fertigung und Montage
- hohe Materialkosten als Resultat des Gewichts
- viel „tote“ Masse bei der Biegung des Fahrbahnblechs aus Quertragwirkung
- technologisch anspruchsvolle Bedarfsstöße des Fahrbahnblechs

Um die Vorteile der Konstruktionsart der Trogbrücke bei gleichzeitiger Reduktion der damit verbundenen Nachteile optimal nutzen zu können, wird mit der im Folgenden beschriebenen Platte eine Alternative zum 120 mm dicken Fahrbahnblech geboten. *Abbildung 2.2* zeigt eine prinzipielle Darstellung dieses Entwurfs. Die Hauptfunktion der alternativen Fahrbahnausbildung ist es, Vertikallasten in Querrichtung zu den Hauptträgern hin abzuleiten. Die beiden außen liegenden Stahlbleche sorgen dabei für den überwiegenden Teil der Biegesteifigkeit. Des Weiteren übernehmen diese Bleche als Gurte der Brückenhauptträger einen zusätzlichen Anteil an der Haupttagwirkung in Brückenlängsrichtung. Die Stärke der Fahrbahn ist bei diesem Entwurf mit 200 mm unwesentlich größer als jene des Grobblechs, wohingegen der Stahlverbrauch signifikant abnimmt.

Die prinzipiellen Ideen der SCSC- Platte sind:

- Ersatz des nahe der Schwerlinie des Fahrbahndecks angeordneten, unausgenutzten, Materials durch wesentlich billigeren, unbewehrten Beton.
- „Verdübelung“ des oberen und des unteren Blechs durch den Füllbeton und somit bestmögliche Aktivierung der Steiner- Anteile
- Erhalt des stahlbaumäßigen Anschlusses des SCSC- Elements an die Hauptträger und somit Vermeidung der hinsichtlich Dauerhaftigkeit problematischen, vertikalen Fuge zwischen Betonplatte und Hauptträgersteg
- Erhalt der stählernen unteren und oberen Abschlüsse der Fahrbahnkonstruktion und somit Entfall der Abdichtungsproblematik der Betonplatte über die gesamte Spannweite.

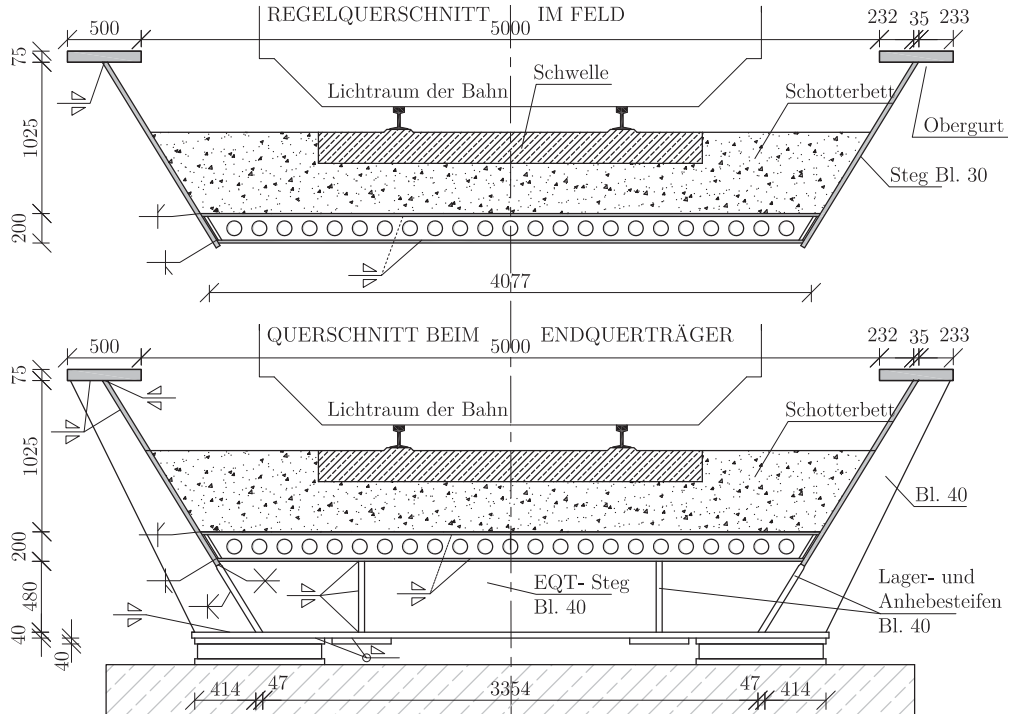


Abbildung 2.2: Regel- und Endquerschnitt der Trogbrücke mit SCSC- Fahrbahn

Die Festlegung der Plattendicke von 200 mm lässt sich aus einem Spannungsvergleich der aus der Momentenbelastung resultierenden Biegespannungen ableiten. Dazu vergleicht man zunächst den elastischen Biegespannungsverlauf der Grobblechplatte mit jenem der voll verdübelten SCSC- Platte. Die elastischen Randspannungen werden jeweils gleich f_y gesetzt. Die konstant verteilte Spannung der Bleche der SCSC- Platte wird in deren Schwerlinien mit Hilfe des Strahlensatzes ermittelt. *Abbildung 2.3* zeigt den Vergleich.

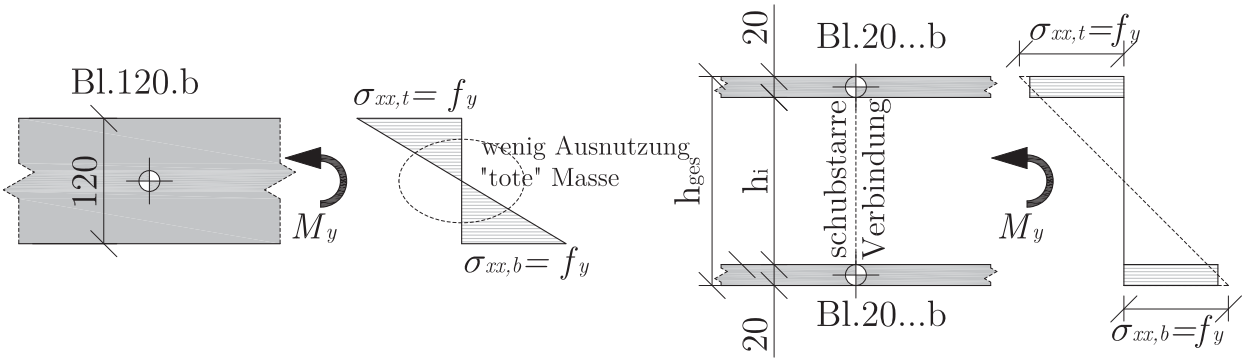


Abbildung 2.3: Vergleich der elastischen Biegespannungen

Bei den gegebenen Abmessungen und Ansatz einer Einheitsbreite des Plattenstreifens kann die für die Gleichheit der widerstehenden elastischen Grenzmomente $M_{y,el,Rd}$ notwendige,

Bauhöhe des Zweipunktquerschnitts wie folgt angegeben werden:

$$M_{y,el,Rd} = \frac{120^2}{6} \cdot f_y \qquad \text{für das Grobblech} \qquad (2.1)$$

$$M_{y,el,Rd} = \frac{(h_i + 20)}{(h_i + 40)} \cdot 20 \cdot (h_i + 20) \cdot f_y \qquad \text{für den Zweipunktquerschnitt} \qquad (2.2)$$

und somit nach Gleichsetzen und Auflösen nach h_i:

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

Die gleiche Gegenüberstellung kann für die plastischen Grenzmomente angeschrieben werden. Dabei wird sowohl an der Grobblechplatte als auch am Zweipunktquerschnitt der vollplastische Spannungsblock angesetzt. In *Abbildung 2.4* sind diese Spannungsblöcke dargestellt.

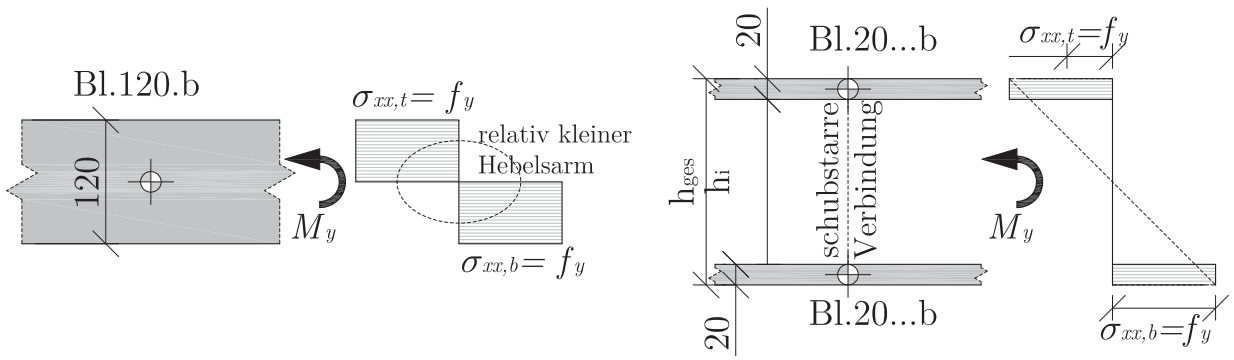


Abbildung 2.4: Vergleich der plastischen Biegespannungen

Bei den gegebenen Abmessungen und Ansatz einer Einheitsbreite des Plattenstreifens kann die notwendige Bauhöhe des Zweipunktquerschnitts für Gleichheit der widerstehenden plastischen Grenzmomente $M_{y,pl,Rd}$ wie folgt angegeben werden:

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{120^2}{4} \cdot f_y \qquad \text{für das Grobblech} \qquad (2.3)$$

$$M_{y,pl,Rd} = 20 \cdot (h_i + 20) \cdot f_y \qquad \text{für den Zweipunktquerschnitt} \qquad (2.4)$$

und somit nach Gleichsetzen und Auflösen nach h_i:

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

Somit kann, unter der Voraussetzung einer starren Verbindung des oberen und des unteren Teilquerschnitts, mit zwei Blechen von je $20\,mm$ Stärke und einer Bauhöhe von $200\,mm$ die gleiche plastische Momententragfähigkeit erreicht werden wie mit einem einzelnen Blech von $120\,mm$ Dicke.

Ein Vergleich der Trägheitsmomente A_{zz} und somit der Biegesteifigkeiten ergibt die nachstehende Mindestbauhöhe:

$$A_{zz} = \frac{12^3}{12} = 144\,cm^4 \qquad \text{für das Grobblech} \tag{2.5}$$

$$A_{zz} = \frac{h_{ges}^3}{12} - \frac{(h_{ges} - 2 \cdot 2)^3}{12} \qquad \text{für den Zweipunktquerschnitt} \tag{2.6}$$

und somit nach Gleichsetzen und Auflösen nach h_{ges}:

$$h_{ges} = 139\,mm$$

Mit der gewählten Plattendicke von $h_{ges} = 200\,mm$ ergibt sich ein Trägheitsmoment von $A_{zz} = 325\,cm^4$. Die Steifigkeit der SCSC- Platte ist im Vergleich zur Steifigkeit der Grobblechplatte also rund um $\frac{325}{144} \cdot 100 = 226\%$ größer.

Nach der ersten groben Abschätzung ergibt sich also im Falle der Anwendung der SCSC-Platte ein Stahleinsparungspotential von $\frac{(120-40)}{120} \cdot 100 = 67\%$ im Vergleich zur Grobblechplatte gleicher plastischer Momententragfähigkeit, wobei sich die Plattenbiegesteifigkeit um 226% erhöht. Das für die Momententragfähigkeit wenig wirksame Material nahe der Schwerlinie wird dabei durch das wesentlich kostengünstigere Material Beton ersetzt. Dazu ist nochmals festzuhalten, dass die gezeigten rechnerischen Abschätzungen auf dem starren Verbund der beiden Blechquerschnitte der SCSC- Platte beruhen. Diese Annahme ist hier gewählt, um plakativ die grundsätzlichen Überlegungen aufzuzeigen. Wie sich in den folgenden Kapiteln zeigt, kann eine derartig einfache Modellbildung zwar nicht zur tatsächlichen Beschreibung der Tragfunktion herangezogen werden, prinzipiell behalten die oben stehenden Aussagen jedoch ihre Gültigkeit.

2.3 Übliche Konstruktionsmethoden für Brückenfahrbahnplatten

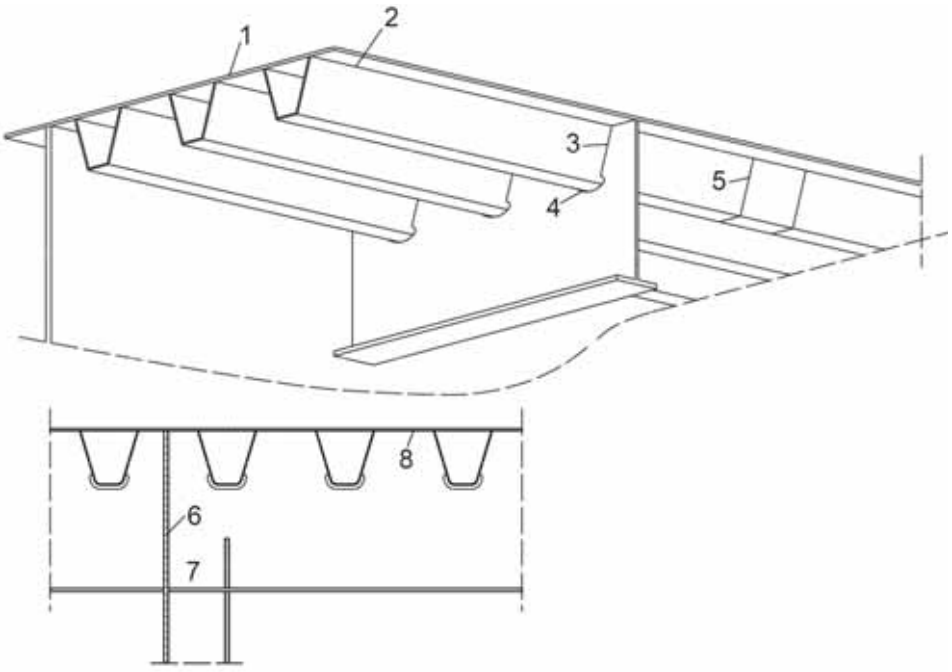
Der folgende Abschnitt enthält eine kurze Auflistung der heute üblichen Konstruktionsformen für Brückenfahrbahnen anhand des oben vorgestellten Entwurfs der Trogbrücke. Die vorgestellten Fahrbahnkonstruktionen widersprechen zwar teilweise den ursprünglichen Entwurfsvorgaben, vor allem der Schlankheit der Fahrbahnkonstruktion, die Varianten werden jedoch dennoch für die Trogbrücke vorgestellt, um eine Vergleichbarkeit der Varianten untereinander sicherstellen zu können.

2.3.1 Stahlfahrbahnplatten

Stahlfahrbahnplatten können als „klassische“ Lösungen des konventionellen Stahlbaus angesehen werden. In der heute üblichen Praxis kommen reine Stahlbrücken im deutschsprachigen Raum nur noch selten vor und werden zunehmend durch die in der Regel kostengünstigere Alternative der Misch- oder Verbundbauweise ersetzt. Dennoch haben Stahlfahrbahnplatten

auch heute noch ihre Einsatzgebiete. Diese sind im Wesentlichen dort, wo große Spannweiten und/ oder Schlankheiten respektive geringe Konstruktionsgewichte erwünscht sind.

Im heutigen Sprachgebrauch sind mit Stahlfahrbahnplatten im Allgemeinen orthotrope Platten gemeint. Dabei handelt es sich um Konstruktionen aus relativ dünnen Fahrbahnblechen, die durch Längsrippen und Querträger in zwei Richtungen ausgesteift sind. *Abbildung 2.5* zeigt schematisch den Aufbau und die Elemente einer orthotropen Platte. Durch die unterschiedlichen Steifigkeiten der Längsrippen und der Querträger entstand die Bezeichnung der orthogonal anisotropen oder kurz orthotropen Platte.



Legende

1 Deckblech
2 Anschlussnähte zwischen Längsrippen und Deckblech
3 Anschlussnähte zwischen Längsrippen und Querträgerstegblech
4 Querträgerausschnitt
5 Längsrippenstoß
6 Querträgerstoß
7 Verbindung zwischen Querträger und Hauptträger oder Querrahmen
8 Verbindung zwischen Querträgerstegblech und Deckblech

Abbildung 2.5: dreidimensionale Übersicht einer orthotropen Platte [EN110]

Die Berechnung und Konstruktion moderner Stahlfahrbahnen geht im Wesentlichen auf die Arbeit von Pelikan und Esslinger [PE57] zurück, deren Forschungsergebnisse und Vorschläge zur rechnerischen Modellbildung Grundlage der heutigen Normung sind.

2.3.1.1 Längsorientierte orthotrope Platte mit Trapezrippen

Die Bezeichnung der längsorientierten orthotropen Platte beschreibt die Aussteifung des Deckblechs durch Längsrippen und Querträger, wie dies in *Abbildung 2.5* dargestellt ist. In

der gleichen Abbildung sind außerdem die Längsrippen als trapezförmige Kantprofile dargestellt. Dies ist eine übliche Konstruktionsform. Die Durchdringungen von Längsrippen und Querträgern stellen einen kritischen Punkt für die Ermüdungsfestigkeit des Gesamtbauteils dar. Deren Konstruktion erfordert somit besondere Sorgfalt und ist in der anzuwendenden Norm [EN110] genau geregelt. *Abbildung 2.6* zeigt hierzu exemplarisch die Vorgaben zur Ausbildung des Ausschnitts im Querträgersteg.

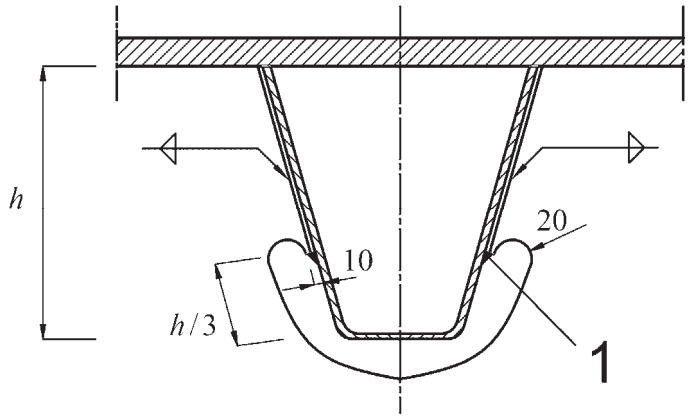


Abbildung 2.6: Vorgaben zur Ausbildung des Querträgerausschnitts und des Anschlusses für Trapezrippen [EN110]

Auf Grund der relativ breiten Trapezprofile entstehen, wie aus *Abbildung 2.6* ersichtlich ist, im Querträgersteg Diskontiunitäten, die nicht vernachlässigt werden dürfen. Der Nachweis des so genannten „Stegzahnes“ ist meist einer der kritischsten Nachweise der Bemessung. Für eine wirtschaftliche Auslegung bei großen Stegausschnitten, werden die Querträger in der Regel im Zuge der Modellbildung als Vierendeelsystem aufgefasst. Diese Vorgehensweise sowie die rechnerische Beurteilung der daraus resultierenden Ergebnisse stützt sich im Wesentlichen auf die Erkenntnisse der Dissertation von Falke [Fal82].

Abbildung 2.7 zeigt eine mögliche Anwendung dieses Fahrbahnplattentyps auf den Entwurf der Trogbrücke. Dazu, sowie zu fast allen folgenden Abbildungen von Varianten des Trogbrückenentwurfs sind die nachstehenden Punkte anzumerken:

- Die Dimensionen und Blechdicken beruhen auf vereinfachten statischen Analysen des Verfassers und sind nicht durch einen unabhängigen Dritten überprüft wurden. Als Ziel der Analysen ist durchwegs das kleinstmögliche Stahlgewicht bei kleinstmöglicher Bauhöhe definiert. Die Modellbildung, Schnittgrößenermittlung und Nachweisführung der Varianten beruhen auf dem derzeitigen Stand der Eurocodes und sind nicht Teil der vorliegenden Arbeit, da deren Abdruck hier den Rahmen sprengen würde.

- Die im zuerst genannten Punkt angesprochenen Analysen beziehen sich ausschließlich auf die Quertragwirkung. Die Hauptträger sind ohne Nachweis in der Art aus [KF07] übernommen, dass Obergurtdimensionen und Stegdicken sowie die Höhendifferenz zwischen den Oberkanten von Obergurt und Fahrbahnblech unverändert bleiben. Eventuell dargestellte, zusätzliche Untergurte sind nicht nachgewiesen und daher auch nicht vermaßt.

- Die in den betreffenden Abbildungen dargestellten Konstruktionen sind Grundlage des Kostenvergleichs in *Abschnitt 2.5*. Die Mengenermittlung bezieht sich dabei immer nur auf die rot umrandeten Bereiche.

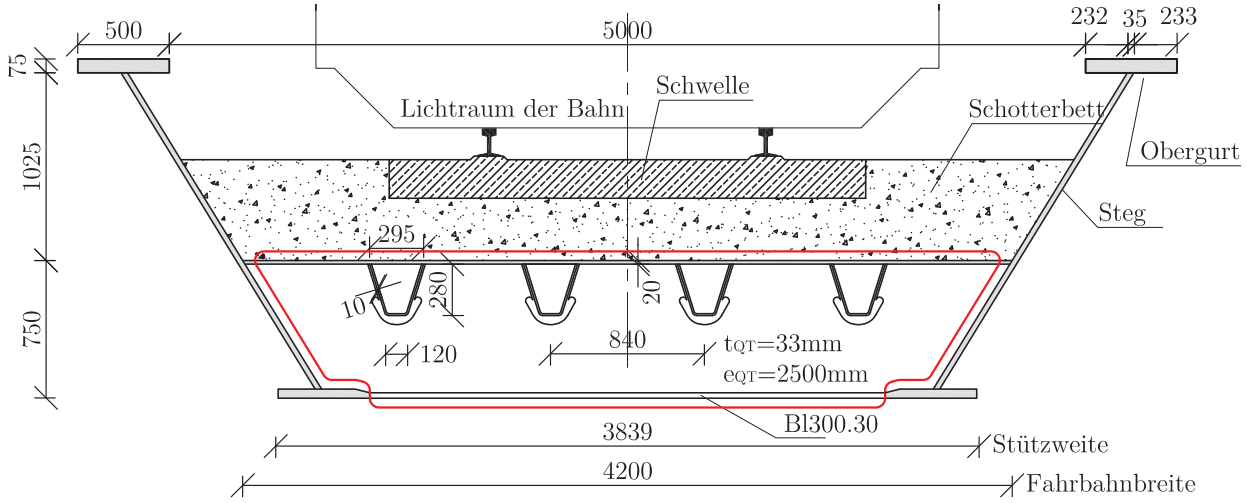


Abbildung 2.7: Trogbrücke mit orthotroper Fahrbahn mit Trapezrippen

Die Fahrbahnkonstruktion als orthotrope Platte mit Trapezrippen benötigt nach *Abbildung 2.7* eine Mindestbauhöhe von 750 mm bei einem Querträgerabstand von $e_{QT} = 2500\,mm$. In *Tabelle 2.1* sind die für eine Kalkulation notwendigen Angaben über das verbrauchte Stahlgewicht, das eingebautes Schweißnahtvolumen und die Anstrichsfläche der in *Abbildung 2.7* rot umrandeten Konstruktionsteile zusammengestellt. Es handelt sich dabei alleine um die orthotrope Platte mit Längs- und Querträgern, jedoch ohne Anschlussnähte an das Haupttragwerk. Alle Werte sind auf einen Quadratmeter Brückenfläche bezogen.

verbrauchtes Stahlgewicht	300	kg/m^2	ohne Stoßlaschen
Schweißnahtvolumen	155	cm^3/m^2	ohne Bedarfs- und Montagestöße
Anstrichsfläche	3,15	m^2/m^2	

Tabelle 2.1: Kalkulationswerte der Variante „orthotrope Platte mit Trapezrippen“

2.3.1.2 Längsorientierte orthotrope Platte mit Flachstahlrippen

Als zweite Möglichkeit der konstruktiven Ausbildung von längsorientierten orthotropen Platten sind jene mit Flachstahlrippen anzuführen. Diese Art unterscheidet sich in ihren prinzipiellen Elementen und deren Anordnung nicht von der Konstruktion aus *Abbildung 2.5*. Im Gegensatz zu den dort eingetragenen Längsrippen aus trapezförmigen Kantprofilen werden diese Elemente für die hier beschriebene Konstruktion jedoch aus stehenden Flachstählen gebildet. Die ersten orthotropen Fahrbahnplatten wurden mit Flachstahlrippen ausgeführt. Heute wird diese Konstruktionsweise immer mehr von der im vorigen Abschnitt beschriebenen, neueren Variante mit Trapezrippen zurückgedrängt. Die Gründe dafür sind in erster

Linie die lukrierbaren Einsparungen bei Schweißnahtvolumina und Anstrichsflächen durch die Anwendung von Trapezrippen.

Nichtsdestotrotz haben auch Flachstahllängsrippen heute noch ihre Bedeutung. Sie werden von einigen Bahnbetreibern aufgrund der Tatsache bevorzugt eingesetzt, dass bei diesem Konstruktionstyp, im Gegensatz zu Fahrbahnen mit Trapezrippen, so gut wie keine Nebenspannungen aus Torsionsmomenten der Rippen entstehen. Derartige Spannungen wirken sich eventuell nachteilig auf die Ermüdungssicherheit der Fahrbahn aus. Als weiterer Vorteil dieser Variante sind die Querträgerhöhen zu nennen. Diese können auf Grund des Wegfalls der großen Stegausschnitte im Vergleich zu den Querträgern von orthotropen Platten mit Trapezrippen wesentlich geringer ausfallen. Als Nachteile dieser Bauweise sind, wie oben erwähnt, die systematisch größeren Schweißnahtvolumina und Anstrichsflächen sowie die ebenfalls systemimmanenten geringeren Querträgerabstände zu nennen.

Auch für diesen Typ der Stahlfahrbahn gilt, dass die sorgfältige konstruktive Ausbildung der Durchdringungspunkte von Längsrippen und Querträgern für die Ermüdungssicherheit der Konstruktion von wesentlicher Bedeutung ist. *Abbildung 2.8* zeigt die Anforderungen der Norm [EN110] zu diesen sensiblen Bereichen.

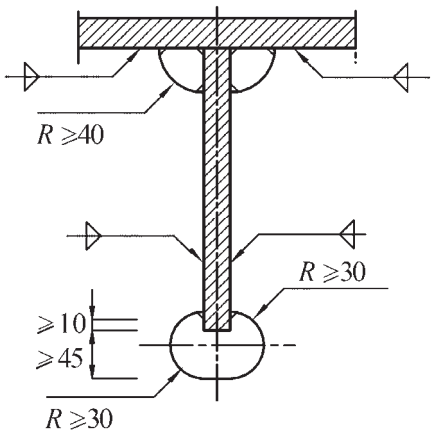


Abbildung 2.8: Vorgaben zur Ausbildung des Querträgerausschnitts und des Anschlusses für Flachstahlrippen [EN110]

Abbildung 2.9 zeigt eine mögliche Geometrie der orthotropen Platte mit Flachstahlrippen für den Entwurf der Trogbrücke. Zu dieser Abbildung gelten dieselben Vereinbarungen zu Berechnung und Konstruktion, die bereits im vorigen Abschnitt im Zusammenhang mit *Abbildung 2.7* definiert wurden.

Aus *Abbildung 2.9* ist ersichtlich, dass durch den Ersatz der Trapezrippen durch Flachstahlrippen die Querträgerhöhe von 750 mm auf 615 mm reduziert werden kann. Gleichzeitig muss jedoch auch der Querträgerabstand auf 2200 mm verringert und somit die Querträgeranzahl erhöht werden. *Tabelle 2.1* fasst die, für eine Kalkulation notwendigen Angaben der rot umrandeten Konstruktionsteile zusammen.

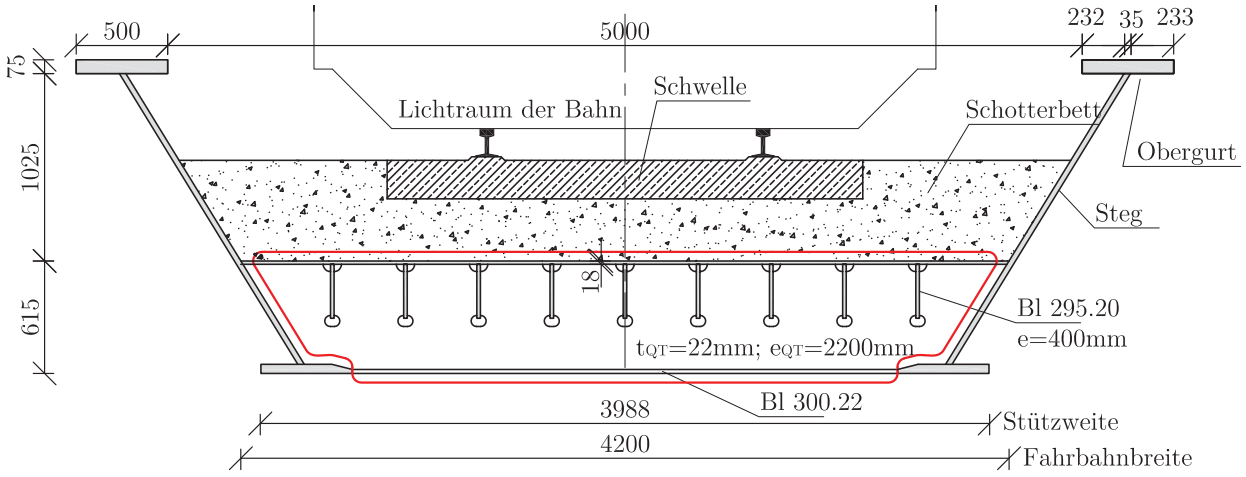


Abbildung 2.9: Trogbrücke mit orthotroper Fahrbahn mit Flachstahlrippen

verbrauchtes Stahlgewicht	320	kg/m^2	
Schweißnahtvolumen	205	cm^3/m^2	ohne Bedarfs- und Montagestöße
Anstrichsfläche	4,10	m^2/m^2	

Tabelle 2.2: Kalkulationswerte der Variante „orthotrope Platte mit Flachstahlrippen“

Das Stahlgewicht der Konstruktion erhöht sich im Vergleich zur Variante mit Trapezrippen relativ moderat um rund 5%, während das Schweißnahtvolumen und die Anstrichsfläche jeweils um zirka 30% zunehmen.

2.3.1.3 Querorientierte orthotrope Platte

Die querorientierte orthotrope Platte zeichnet sich dadurch aus, dass sie keine Längsrippen aufweist. Bei dieser Konstruktionsform wird das Deckblech nur durch Querträger unterstützt. Dadurch muss im Vergleich zu längsorientierten orthotropen Platten sowohl die Deckblechdicke als auch die Querträgeranzahl erhöht und somit das Konstruktionsgewicht signifikant gesteigert werden. Andererseits kann durch den Verzicht auf Längsrippen die Bauhöhe der Fahrbahnplatte drastisch reduziert werden. Damit ist dieser Konstruktionstyp bezüglich der erreichbaren Schlankheit zunächst die einzige realistische Konkurrenzvariante zu unausgesteifter Grobblechfahrbahn und SCSC- Platte. *Abbildung 2.10* zeigt eine mögliche Geometrie der querorientierten orthotropen Fahrbahnplatte. Die Blechdicken und Querträgerdimensionen sowie deren Abstände sind dem Regelentwurf einer Trogbrücke der Deutschen Bahn entnommen. Dieser Regelentwurf ist in den DB Richtzeichnungen im Modul 804.9010 der Ril 804 [RIL03] zu finden. Eine Bemessung im Sinne der in *Abschnitt 2.3.1.1* vereinbarten Punkte erfolgte für diesen Konstruktionstyp nicht.

Die Fahrbahnkonstruktion der querorientierten Platte weist eine Querträgerhöhe von 400 mm und einem Querträgerabstand von 700 mm bei einer Deckblechdicke von 30 mm auf. In *Tabelle 2.1* sind die Vergleichswerte von Stahlgewicht, Schweißnahtvolumen und Anstrichsfläche des rot umrandeten Teils der Konstruktion zusammengefasst.

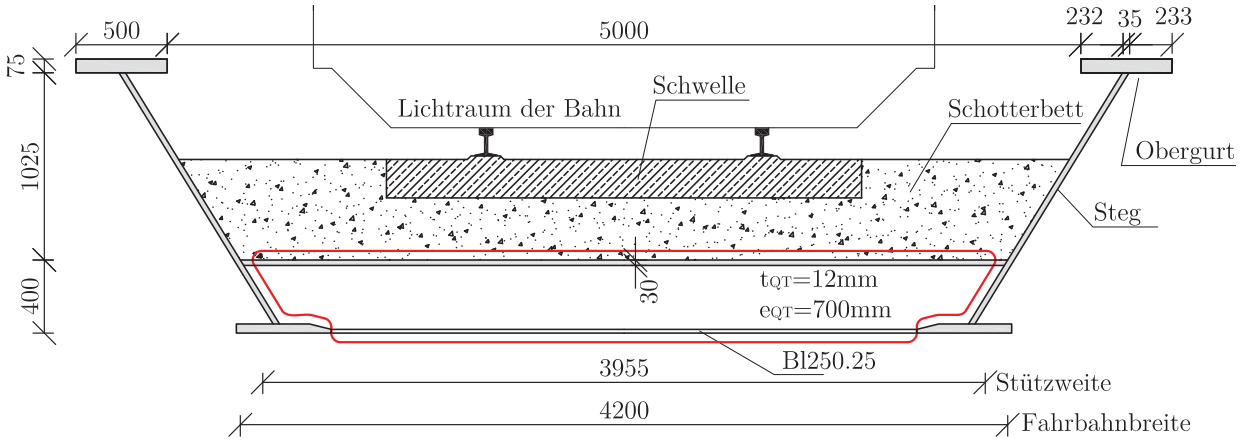


Abbildung 2.10: Trogbrücke mit querorientierter orthotroper Fahrbahn in Anlehnung an[RIL03]

verbrauchtes Stahlgewicht	355	kg/m^2	
Schweißnahtvolumen	105	cm^3/m^2	ohne Bedarfs- und Montagestöße
Anstrichsfläche	3,80	m^2/m^2	

Tabelle 2.3: Kalkulationswerte der Variante „querorientierte orthotrope Platte“

Auffällig ist, dass das Stahlgewicht der querorientierten orthotropen Platte mit rund 355 kg/m^2 deutlich höher liegt als bei vergleichbaren längsorientierten Platten. Dies ist auf die Deckblechdicke von 30 mm zurückzuführen. Im Gegensatz dazu verringert sich das Schweißnahtvolumen dieser Ausführungsform im Vergleich zu längsorienterten Varianten. Die Anstrichsfläche der querorientierten Platte liegt zwischen jenen der längsorientierten Platten mit Trapez- und mit Flachstahlrippen.

2.3.1.4 Grobblechplatten

Die Möglichkeit der Fahrbahnausbildung mit unausgesteiften Grobblechplatten wurde bereits in *Abschnitt 2.2* ausreichend beschrieben und wird daher an dieser Stelle nicht wiederholt.

Zur Kalkulation wird auf Grund der extrem hohen Blechgewichte ein Bedarfsstoß pro 10 Metern Plattenlänge eingerechnet. Daraus ergibt sich ein Tafelgewicht von rund 20 t. Die Bedarfsschweißnaht wird als Steilflankennaht mit 5° Öffnungswinkel und einem Wurzelspalt von 20 mm angenommen. Da eine derartige Naht automatisiert, beispielsweise mittels Unterpulverschweißung, durchgeführt werden kann, sind die Kosten der Schweißnaht pro cm^2 deutlich geringer anzusetzen, als bei komplizierten Handnähten, wie sie bei orthotropen Platten vorkommen. Diesem Umstand wird bei der Kalkulation durch die Anwendung des Faktors 0, 5 auf das Volumen der Bedarfsschweißung Rechnung getragen. In *Tabelle 2.4* sind die Kalkulationswerte zusammengefasst.

verbrauchtes Stahlgewicht	942	kg/m^2	
Schweißnahtvolumen	185	cm^3/m^2	mit einem Bedarfsstoß pro $5\,m$
Anstrichsfläche	2,00	m^2/m^2	

Tabelle 2.4: Kalkulationswerte der Variante „Grobblechfahrbahn“

2.3.2 Verbundfahrbahnen

Als Alternative zur reinen Stahlkonstruktion ist es möglich, die Fahrbahn durch eine Betonplatte zu ersetzen, die die Lasten im Verbund mit schubstarr angeschlossenen Stahlteilen abtragen. Der Werkstoff Beton besitzt, neben seinem unbestreitbaren Vorteil in den Anschaffungskosten, ausgezeichnete Eigenschaften, sofern er auf Druck beansprucht wird. Verbundkonstruktionen sind daher vor allem dort wirtschaftlich, wo Beton seinem Leistungsprofil entsprechend in Bereichen eingesetzt wird, die vorwiegend auf Druck beansprucht werden. Nach dem aktuellen Stand der Technik werden Betonplatten von Verbundkonstruktionen sowohl schlaff bewehrt als auch vorgespannt ausgeführt. Für den hier untersuchten Entwurf der Trogbrücke mit einer Plattenstützweite von rund $4\,m$ ist sicherlich eine schlaff bewehrte Betonfahrbahn ausreichend und adäquat. Werden Verbundtragwerke nur für die Quertragwirkung herangezogen ergeben sich prinzipiell zwei unterschiedliche Möglichkeiten der Ausführung.

Für die Geometrie der folgenden Varianten gelten die, in *Abschnitt 2.3.1.1* zur Berechnung angeführten Vereinbarungen. Die dort erwähnten statischen Analysen zur Ermittlung der Hauptabmessungen sind sowohl im Zusammenhang mit den Verbund- als auch den reinen Betonkonstruktionen als Vorbemessungen zu verstehen.

2.3.2.1 Verbundfahrbahnen mit Stahlquerträgern

Das klassische Verbundtragwerk besteht aus Stahlträgern und einer schubfest angeschlosenen, oben liegenden Betonplatte. Der Schubverbund erfolgt dabei in der Regel durch Kopfbolzendübel. *Abbildung 2.11* zeigt eine mögliche Variante dieser Ausführungsform. Dabei sind alle $2500\,mm$ Stahlquerträger mit einer Bauhöhe von je $370\,mm$ angeordnet. Die Betonplatte spannt sich als Durchlauftragwerk über diese Querträger. Als zusätzliche Funktion beteiligt sie sich als Druckgurt der Verbundquerträger beim Abtrag der Lasten in Querrichtung zu den Hauptträgern der Brückenkonstruktion. Die Vorbemessung ergibt in etwa eine Betonplattendicke von $280\,mm$. Somit ist für die gesamte Fahrbahnkonstruktion eine Bauhöhe von rund $370 + 280 = 650\,mm$ erforderlich.

Durchgehende, vertikale Fugen zwischen Stahl- und Betonbauteilen, wie sie in *Abbildung 2.11* gekennzeichnet sind, sind in der Regel auf Grund der schwierigen Abdichtung problematische Detailpunkte. Es ist an solchen Punkten damit zu rechnen, dass auch dauerelastische Fugenabdichtungen im Laufe der Zeit brüchig und durch Differenzverformungen der Bauteile beschädigt oder zerstört werden. Somit sind das Eindringen von Wasser und die damit verbundene Spaltkorrosion nicht auszuschließen. Zusätzlich dazu ist es in der Regel nicht

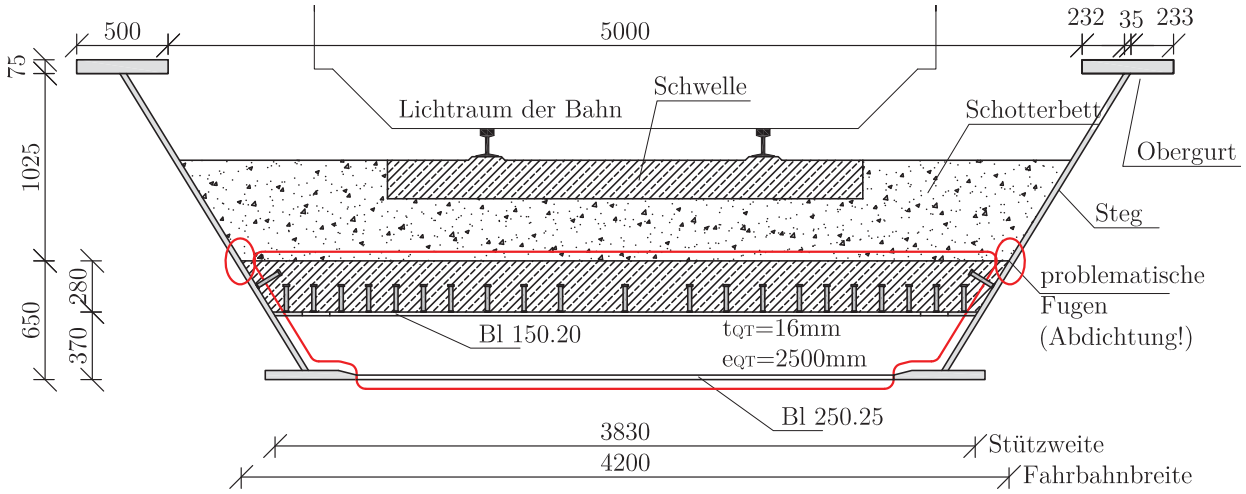


Abbildung 2.11: Trogbrücke mit Verbundfahrbahn und Stahlquerträgern

möglich, diese Fugen im Rahmen der wiederkehrenden Bauwerksinspektionen auf ihren ordnungsgemäßen Zustand hin zu überprüfen. Korrosionserscheinungen können in der Regel somit erst erkannt werden, wenn der damit verbundene Materialabtrag bereits relativ weit fortgeschritten ist.

In *Tabelle 2.5* sind die Resultate der Mengenermittlung zur Kalkulation dieser Variante zusammengefasst.

verbrauchtes Stahlgewicht	50	kg/m^2	
Schweißnahtvolumen	30	cm^3/m^2	ohne Bedarfs- und Montagestöße
Anstrichsfläche	1,00	m^2/m^2	
Betonkubatur	0,30	m^3/m^2	mit Schalung
Bewehrungsgewicht	84	kg/m^2	bei Ansatz von $300 kg/m^3$

Tabelle 2.5: Kalkulationswerte der Variante „Verbundfahrbahn mit Stahlquerträgern“

2.3.2.2 Verbundfahrbahnen mit Stahlblech

Die zweite Möglichkeit, eine Verbundfahrbahnplatte auszubilden, ist die Ausführung nach [EN109c], Kapitel 9. Dabei wird ein mit Kopfbolzendübeln versehenes Stahlblech sowohl als „verlorene Schalung“ als auch als „außenliegende Bewehrung“ verwendet. Diese Variante ist mit Verbunddecken, wie sie im Hochbau eingesetzt werden, vergleichbar.

In *Abbildung 2.12* ist das Resultat einer Vorbemessung für den Entwurf der Trogbrücke abgebildet. Da die Plattenspannrichtung im vorliegenden Fall im Vergleich zur Ausführungsvariante mit Stahlquerträgern in Brückenquerrichtung liegt, vergrößert sich die zu überspannende Weite von 2500 mm auf rund 4000 mm. Somit muss auch die Betonplattendicke im Vergleich zur im letzten Abschnitt vorgestellten Variante anwachsen. Es ergibt sich eine Betonplatte von rund 350 mm Dicke bei Verwendung eines 12 mm dicken Bodenblechs. Daraus resultiert eine Gesamtbauhöhe von 362 mm.

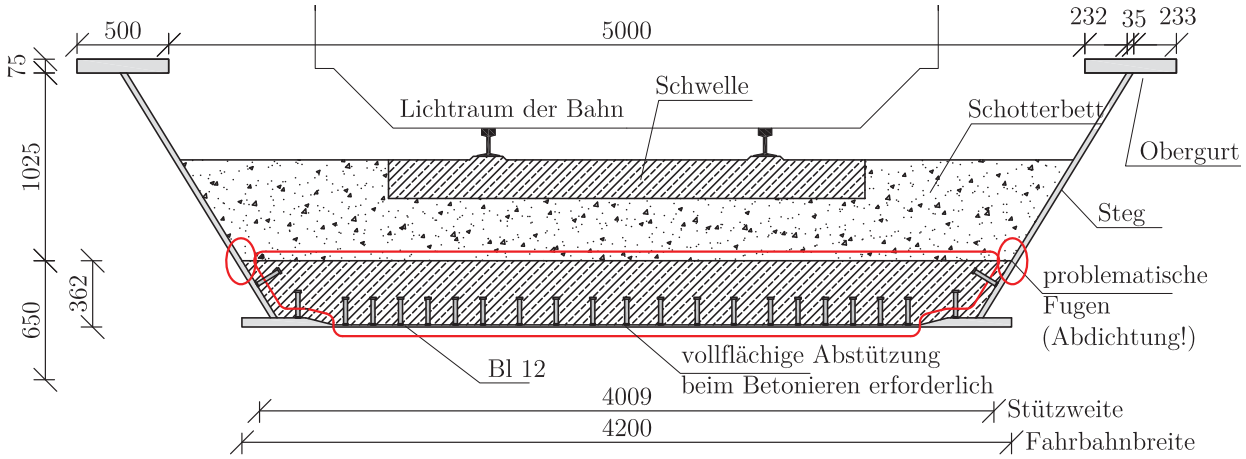


Abbildung 2.12: Trogbrücke mit Verbundfahrbahn und außen liegendem Stahlblech

Offensichtlich muss das Bodenblech während des Betoniervorganges durchgehend gestützt werden. Die Stahlquerträger, die vorteilhaft als Auflagerkonstruktion der Schalung herangezogen werden können, entfallen bei dieser Ausführungsvariante. Zudem ist bei Anwendung eines dünnen, mit Kopfbolzen versehenen Blechs damit zu rechnen, dass aus den Verzügen der Dübelschweißungen eine unregelmäßige Untersicht der Konstruktion entsteht. Das Problem der durchgehenden vertikalen Fugen zwischen der Betonplatte und dem Steg der Brückenhauptträger besteht auch bei dieser Variante unverändert.

Tabelle 2.6 fasst die Mengen dieser Variante zusammen.

verbrauchtes Stahlgewicht	95	kg/m^2	
Schweißnahtvolumen	0	cm^3/m^2	ohne Bedarfs- und Montagestöße
Anstrichsfläche	1,00	m^2/m^2	
Betonkubatur	0,35	m^3/m^2	mit Rüstung
Bewehrungsgewicht	105	kg/m^2	bei Ansatz von $300 kg/m^3$

Tabelle 2.6: Kalkulationswerte der Variante „Verbundfahrbahn mit Stahlblech“

2.3.3 Betonfahrbahnen

Als letzte denkbare Alternative zur SCSC- Platte ist die Ausbildung einer reinen Betonfahrbahnplatte denkbar. Für diese Variante ergibt sich naturgemäß die stärkste Betonplattendicke. Im Gegenzug dazu ist dafür zwar kein Baustahl für die Fahrbahnkonstruktion selbst notwendig, dies bedingt aber auch die aufwändigste Schalungskonstruktion zur Herstellung der Platte. Nach *Abbildung 2.13* ergibt die Vorbemessung dieser Variante eine notwendige Plattendicke von rund 450 mm.

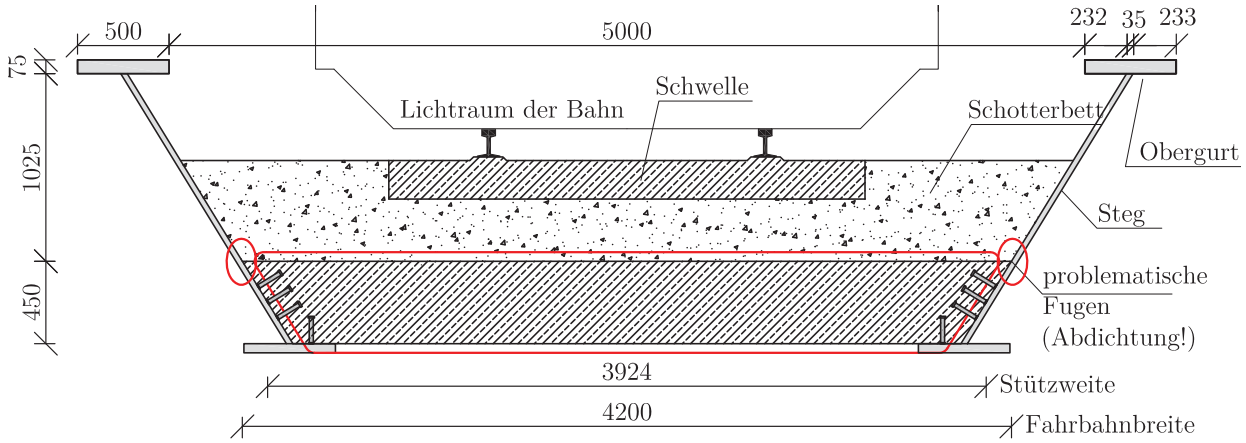


Abbildung 2.13: Trogbrücke mit Betonfahrbahn

Auch bei dieser Variante bleibt die Problematik der Anschlussfuge zwischen Stahlsteg und Betonfahrbahnplatte bestehen. In *Tabelle 2.7* sind die verbrauchten Mengen der Variante mit reiner Betonfahrbahn zusammengefasst.

Betonkubatur	0,45	m^3/m^2	mit Schalung
Bewehrungsgewicht	160	kg/m^2 bei	Ansatz von $350 kg/m^3$

Tabelle 2.7: Kalkulationswerte der Variante „Betonfahrbahn“

2.4 Tragmechanismus und konstruktive Durchbildung der SCSC- Platte

Im Folgenden wird die SCSC- Platte als Alternative zu den oben vorgestellten konstruktiven Ausbildungen von Fahrbahnen nach dem derzeitigen Stand der Technik vorgestellt. Der neuartige Plattentyp wurde vom Institut für Tragkonstruktionen/ Stahlbau in dieser Form im Rahmen von [FHJ11c] zum internationalen Patent angemeldet. Nach dem derzeitigen Stand ist das Patentierungsverfahren auf Grund von Ähnlichkeiten mit einigen wenigen, patentrechlich geschützten Leichtbauelementen ausgesetzt.

Nach grundsätzlichen Überlegungen zum Tragmechanismus der SCSC- Platte werden die Regelelemente sowie die Konstruktion der Platte und die Möglichkeiten zur einfachen Fertigung gezeigt. Es werden einige denkbare Ausbildungsformen von Dübelleisten aufgelistet und im Anschluss an den allgemeinen Teil spezifische Schlüsseldetails inklusive Lösungsvorschlägen präsentiert. Zu diesen speziellen Details gehören jedenfalls die Enden der Dübelleisten und die Baustellenstöße von Plattenelementen.

Eine einfache Montierbarkeit ist ein wesentlicher Faktor für den wirschaftlichen Einsatz von Bauteilen. Aus diesem Grund sind im vorliegenden Abschnitt einige Überlegungen zur Montage von SCSC- Plattenelementen angeführt.

2.4.1 Prinzipieller Tragmechanismus der SCSC- Platte

Die Grundidee der Tragfunktion ist die Schubübertragung im Sandwichquerschnitt durch die Ausbildung von horizontal liegenden Druckdiagonalen zwischen benachbarten Dübelleisten im Betonkörper. *Abbildung 2.14* zeigt das Prinzip dieser Tragwirkung. Die Druckdiagonalen im Betonkern stützen sich gegenseitig an den Dübelleisten ab und leiten somit die aus dem globalen Plattenbiegemoment entstehenden Gurtscheibenkräfte in die außen liegenden Stahlteile ein. Diese Einleitung der Gurtnormalkräfte ist in den Längsschnitten in *Abbildung 2.14* durch die rot dargestellten Pfeile erkennbar. In der Modellvorstellung der unendlich ausgedehnten Platte stehen die quer zur Plattenspannrichtung stehenden Kraftanteile der Druckdiagonalen im Gleichgewicht mit den Diagonalen der angrenzenden Betonkammern. Lediglich an den Plattenrändern sind diese Horizontalanteile durch genügend steife Konstruktionen, wie zum Beispiel dicke Schottbleche, abzufangen. Die Aufgabe des Füllbetons beschränkt sich also im Wesentlichen auf die schubfeste Verdübelung der außen liegenden Stahlteile. Er ersetzt sozusagen die aus Gründen mangelnder Zugänglichkeit nicht ausführbare zweite Halskehlnaht der „Stahlstege“, also der Dübelleisten. Im Rahmen seiner Hauptfunktion wird der Betonkern dabei nur durch Druckspannungen beansprucht. Dies ermöglicht einen materialgerechten Einsatz von unbewehrtem Beton als Füllmaterial.

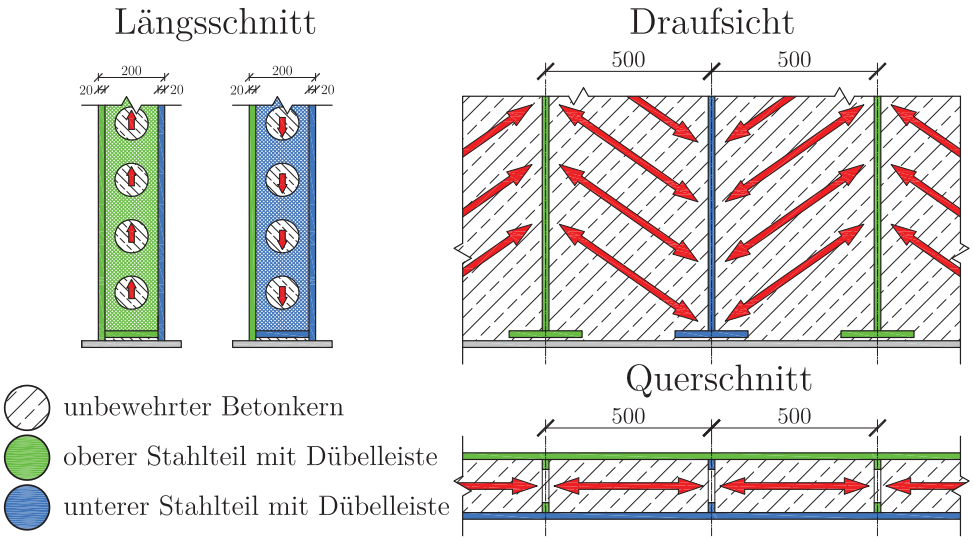


Abbildung 2.14: Prinzip der Verdübelung durch den Betonkern

Nach Kenntnis des prinzipiell erwarteten Tragmechanismus können die notwendigen Funktionen der einzelnen Elemente der Platte identifiziert und so die richtigen Elemente gewählt und verwendet werden. Zusammenfassend sind diese Funktionen:

Die außenliegenden Stahlbleche haben mehrere Aufgaben. Sie erzeugen einerseits durch ihre Fläche und ihre schubfeste Verbindung untereinander den Hauptteil der Biege-

steifigkeit der Platte quer zu den Hauptträgern. Andererseits wirken sie als Teil der Brückenhauptträger mit und dienen zudem als Abdichtungselemente des Betonkerns gegen eindringende Feuchtigkeit. Zur Vermeidung der in den *Abschnitten 2.3.2* und *2.3.3* angesprochenen, problematischen vertikalen Fugen ist somit eine fugenlose Konstruktion notwendig.

Die Endbleche entsprechen im Entwurf der Laborprüfkörper den Trägerstegen der Brückenhauptträger. Sie werden mit Kehlnähten an die SCSC- Platte geschweißt, die aus der Brückenhaupttragrichtung eine Schubbeanspruchung und aus der lokalen Tragwirkung der SCSC- Platte in Brückenquerrichtung eine Normalkraftbeanspruchung erfahren. Im Rahmen der Modellbildung in *Kapitel 5* werden die verschiedenen Beanspruchungen dieser Kehlnähte genauer untersucht.

Die Schubdübelleisten haben drei wesentliche Aufgaben

- Übertragung der Verbundkräfte zu den Tragelementen „außenliegende Stahlbleche“
- Wirkung als Stege für lokale Biegewirkungen und somit Aussteifung der Tragelemente „außenliegende Stahlbleche“
- Distanzhalter zur Gewährleistung des gewünschten Abstandes der außen liegenden Stahlbleche beim Betonieren

Die „Auflagersteifen“ dienen der gesicherten Übertragungen von Querkräften aus den Schubdübelleisten in die Auflagerscheiben, also die Endbleche.

Der Betonkern dient im Rahmen der Erhaltung des Gleichgewichts der schubfesten Verbindung der außenliegenden Stahlbleche. Er ist also gewissermaßen als Ersatz für die fehlende Halskehlnähte interpretierbar. Die angesprochene Tragfunktion kann alleine über die Ausbildung von Druckdiagonalen sichergestellt werden. Somit werden vom Betonkern weder Zugfestigkeit noch Biegesteifigkeit benötigt, weshalb eine unbewehrte Ausführung möglich ist.

2.4.2 Konstruktion im Regelbereich

Die prinzipielle Konstruktion der SCSC- Platte besteht, wie oben erwähnt, aus je einem außen liegendem Deck- und einem Bodenblech, die durch ihre Querschnittsfläche und ihren definierten Abstand den Hauptteil der Plattenbiegesteifigkeit erzeugen. Die direkte Verbindung des oberen mit dem unteren Blech, beispielsweise mit schubsteifen Stahlstegen, wäre statisch am günstigsten, ist aber aus Gründen der niedrigen Bauhöhe und somit der Unzugänglichkeit der Schweißnähte nicht ausführbar. Daher muss der Schubverbund durch Dübelleisten hergestellt werden, die mit dem Deck-, beziehungsweise dem Bodenblech verschweißt werden. Dabei werden diese Dübelleisten in einem definierten, wiederkehrenden Achsabstand wechselweise am oberen und unteren Blech angeordnet. Ihre Höhe entspricht dem Abstand der äußeren Stahlbleche, sodass keine zusätzlichen Abstandhalter erforderlich sind [FJ10];[JF11]. *Abbildung 2.15* zeigt den Fertigungsablauf der SCSC- Platte in vier Schritten.

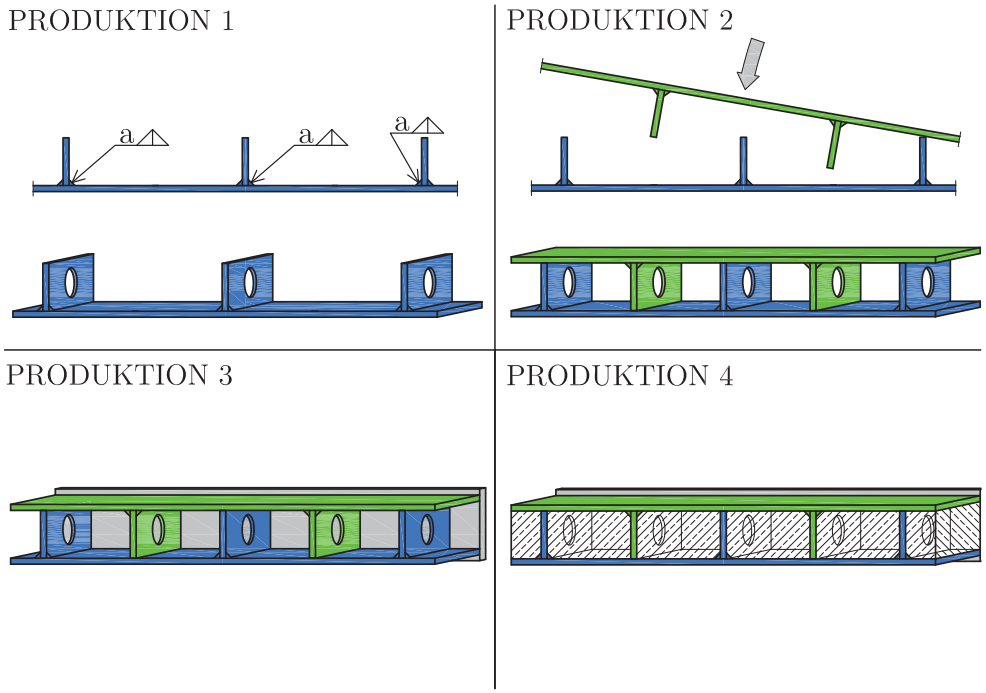


Abbildung 2.15: Produktionsschritte der SCSC- Platte

Produktionsschritt 1: Die Bleche werden horizontal aufgelegt und die Dübelleisten mittels Kehlnähten angeschweißt.

Produktionsschritt 2: Die zwei Hälften werden zusammengeklappt und achsrecht ausgerichtet. Dabei greifen die Dübelleisten des oberen und des unteren Stahlteils kammartig ineinander.

Produktionsschritt 3: Die zwei Hälften werden durch Kopfbleche miteinander verbunden. Diese Kopfbleche können zum Beispiel die Hauptträgerstege sein. Dabei müssen jedenfalls an geeigneter Stelle Betonieröffnungen frei bleiben.

Produktionsschritt 4: Der entstandene, geschlossene Stahlkasten wird mit unbewehrtem Beton verfüllt. Während des Betonierens ist sicherzustellen, dass der flüssige Beton den Hohlraum komplett ausfüllt. Nach Erhärten des Füllbetons ist die Platte tragfähig.

Die Ausformung beziehungsweise die Ausbildung der Dübelleisten spielt im Zusammenhang mit der prinzipiellen Tragwirkung und der Fertigungsreihenfolge eine untergeordnete Rolle. *Abbildung 2.16* zeigt einige denkbare Ausformungen, die im Rahmen von [FHJ11c] ausgearbeitet wurden. Bei Verwendung von Dübelleisten ohne eingeschnittene Ausnehmungen muss besonders die Befüllmöglichkeit aller Kammern beachtet werden.

Der Kronendübel wurde vom Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau an der TU Wien entwickelt [Pet08]. Er zeichnet sich durch ein hohes Tragvermögen bei größtmöglicher Duktilität aus. Die Vorteile dieser Ausführungsform sind einerseits die regelmäßigen Öffnungen, die eine gute Verteilung des Frischbetons beim Betonieren ermöglichen

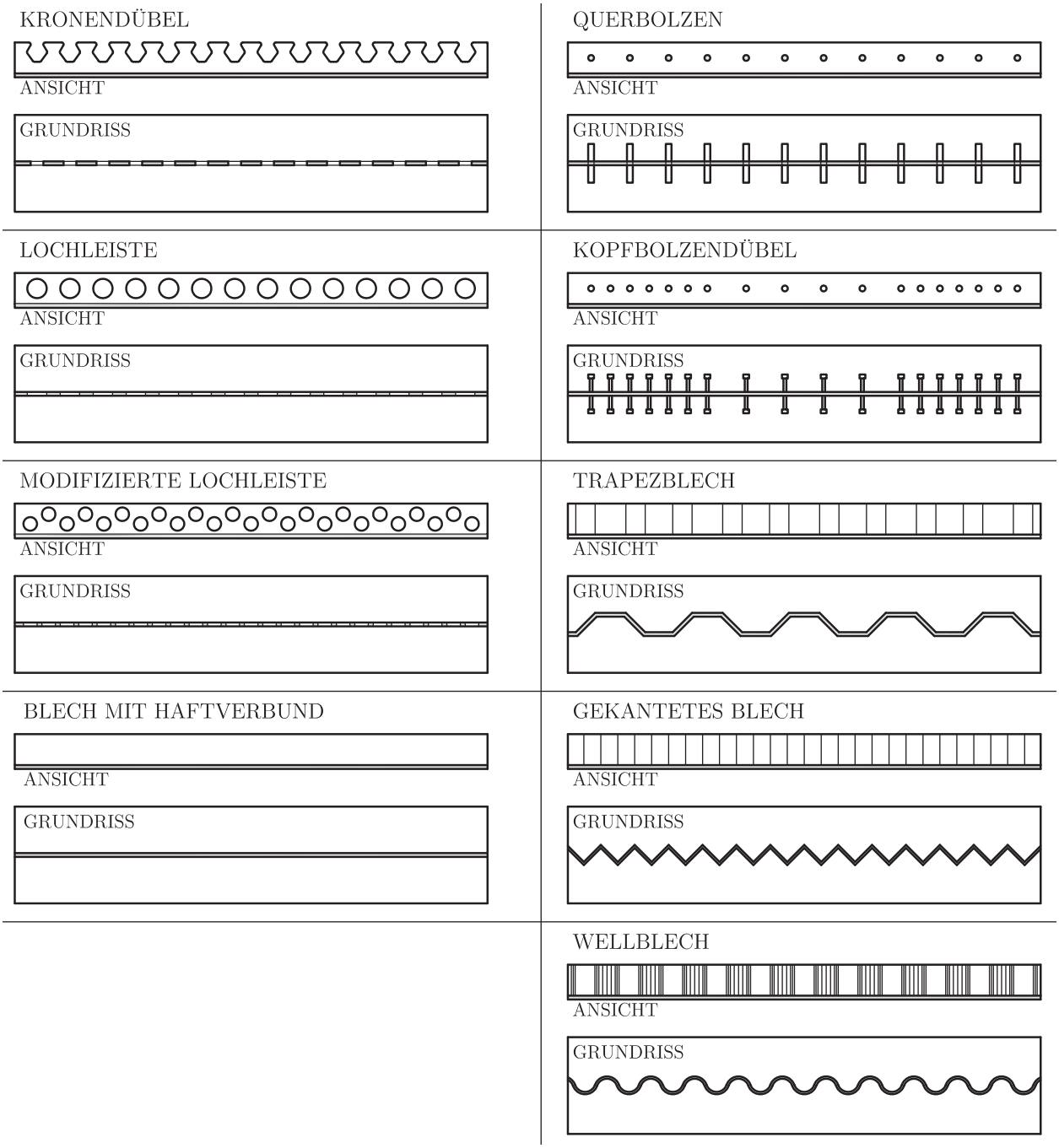


Abbildung 2.16: Beispiele für mögliche Dübelleistenausformungen [FHJ11c]

und andererseits der minimierte Verschnitt bei der Herstellung der Leisten. Nachteilig können sich hier die lokalen Biegemomente auswirken, die bei jedem Zahn eingeleitet werden.

Die Lochleiste ist ein im Verbundbau bewährtes Verbundmittel. Sie verbindet den Vorteil der regelmäßigen Öffnungen, die auch schon beim Kronendübel angesprochen wurden, mit den durch die Vierendeelwirkung der Leiste „reduzierten“ lokalen Momenten. Der Verschnitt bei der Herstellung der Lochleiste ist etwas höher, da die Leisten nicht, wie der Kronendübel, verschränkt brenngeschnitten werden können.

Die modifizierte Lochleiste bietet im Prinzip der Lochleiste ähnliche Vor- und Nachteile. Durch die Anordnung mehrerer kleinerer Löcher können die Betonspannungen im Vergleich jedoch etwas vereinheitlicht und so die örtlichen Drücke reduziert werden.

Das Blech mit Haftverbund ist im Verbundbau nicht anwendbar, da ein dauerhafter Reibbeiwert nicht garantiert werden kann. Die Ausführungsvariante wäre beispielsweise für geschäumte Sandwichbauteile denkbar und sei hier der Vollständigkeit halber erwähnt.

Das Blech mit Querbolzen oder Kopfbolzendübeln ist in der dargestellten Variante wenig vorteilhaft. Eine Kombination von Kopfbolzendübeln mit Loch- oder Kronendübelleisten in hoch beanspruchten Bereichen wäre jedoch denkbar.

Profilbleche jeglicher Art bieten den angreifenden Betondruckstreben gute Abstützmöglichkeiten und sind zudem beispielsweise durch Abkanten verhältnismäßig einfach zu fertigen. Die Ausbreitung des Frischbetons muss dabei jedoch durch eine große Anzahl an Betonieröffnungen, genauer durch eine Öffnung in jeder Kammer, sichergestellt werden.

2.4.3 Konstruktion im Auflagerbereich

Im Auflagerbereich der Platte, also an den Brückenhauptträgern, müssen sämtliche auftretenden Schnittkräfte an die Brückenhauptkonstruktion angeschlossen werden. Dies geschieht durch Verschweißen des oberen und des unteren Stahlblechs der SCSC- Platte mit den Hauptträgerstegen. Da sich später in *Kapitel 5* zeigen wird, dass der Füllbetonkörper Druckkräfte quer zur Hauptträgerstegrichtung abgibt, kommt diesen Anschlussnähten eine besondere Bedeutung zu. Außerdem wird, um die vollständige Weiterleitung der in den Schubdübelleisten vorhandenen Querkräfte zu gewährleisten, am Ende jeder Dübelleiste eine „Auflagersteife“ angeordnet. *Abbildung 2.17* zeigt einen Planausschnitt aus den Prüfkörperplänen, aus dem die Auflagerausbildung ersichtlich ist.

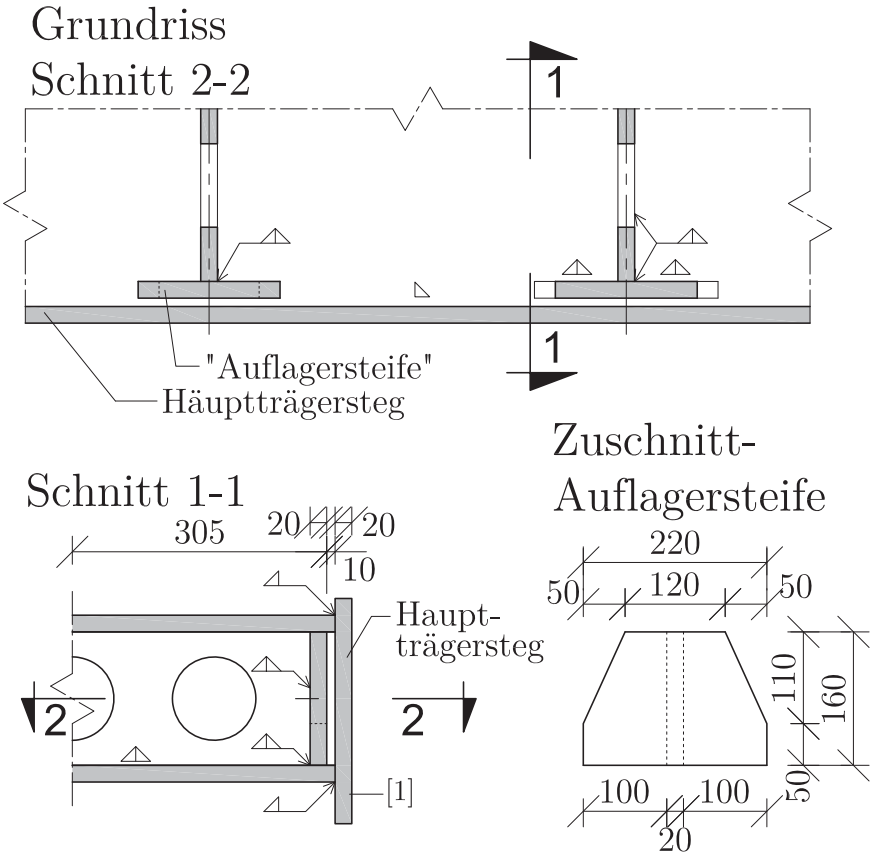


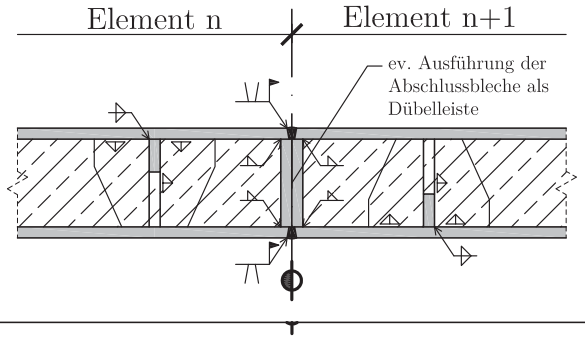
Abbildung 2.17: Detailausbildung des Auflagerpunktes

2.4.4 Mögliche Ausbildung von Plattenstößen

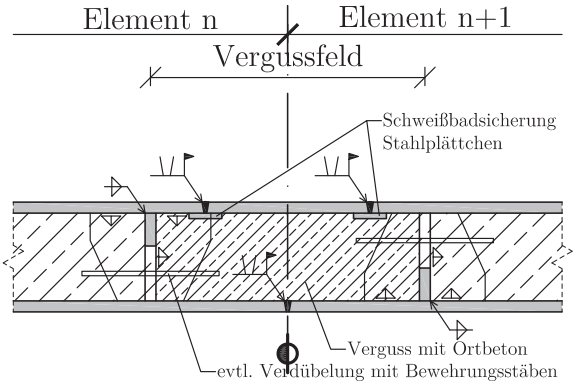
Abbildung 2.18 zeigt einige denkbare Varianten zur Ausbildung der Baustellenquerstöße von SCSC- Elementen. Sämtliche dieser Details wurden im Rahmen von [FHJ11c] prinzipiell erarbeitet und beruhen auf der Annahme, dass die Elemente vor dem Einbau betoniert werden. In der Abbildung werden fünf geschweißte und zwei geschraubte Varianten von Stößen dargestellt.

Schweißstoß 1 und Schweißstoß 2 sind Varianten mit Endschotten, die direkt miteinander verschweißt werden. Die beiden Varianten unterscheiden sich lediglich durch die Lage der Baustellen- Schweißnaht. Bei Schweißstoß 1 liegt die Baustellennaht zentrisch in der Stoßachse der Endschotte während sie bei Schweißstoß 2 um eine halbe Schottdicke versetzt als Dreiblechnaht ausgeführt wird. Hier dient das Endschott des Elements n gleichzeitig als Schweißbadsicherung. Da ein sicheres Erfassen der Nahtwurzel von Schweißstoß 1 auf Grund von Fertigungstoleranzen der Endschotte nicht garantiert werden kann, ist für Anwendungen im Brückenbau jedenfalls die Ausführungsform von Schweißstoß 2 zu bevorzugen. Der Nachteil der zweiten Ausführungsform sind denkbare Passungsungenauigkeiten der „Nut- und Feder Verbindung“, die zu Problemen beim bündigen Zusammenbau der Elemente führen können. Bei beiden Stoßvarianten

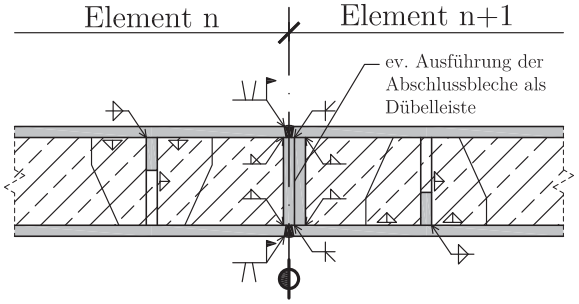
Schweißstoß 1



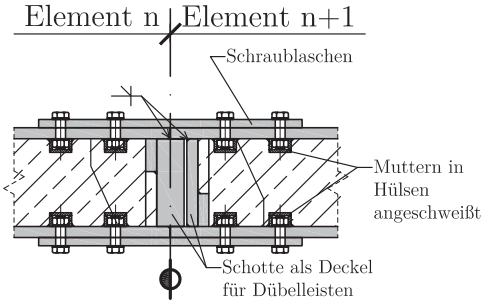
Schweißstoß 5



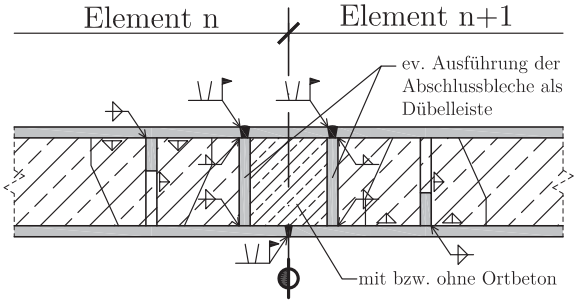
Schweißstoß 2



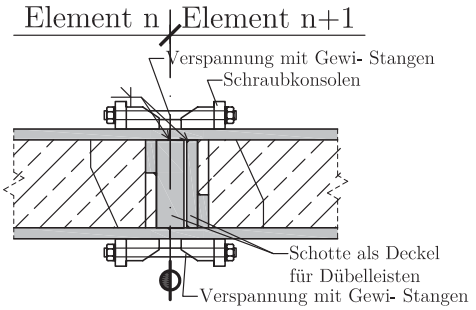
Schraubstoß 1



Schweißstoß 3



Schraubstoß 2



Schweißstoß 4

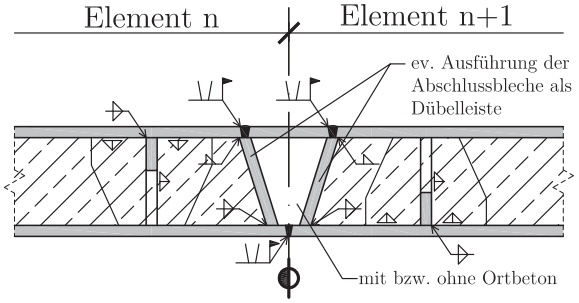


Abbildung 2.18: mögliche Plattenstoßausführungen aus [FHJ11c]

ist das untere Stahlblech über Kopf zu schweißen, was in der Regel zu hohen Stundenaufwänden auf der Baustelle führt.

Die Schweißstoß 3 und Schweißstoß 4 sind Varianten mit kleinem Schweißfenster im oberen Stahlblech. Der entscheidende Vorteil gegenüber den Schweißstößen 1 und 2 ist, dass bei diesen Varianten auch das untere Stahlblech in Wannenlage geschweißt werden kann. Im Gegenzug dazu sind hier im oberen Blech zwei Nähte erforderlich, was das Gesamtschweißvolumen der Querstöße 3 und 4 im Vergleich zu den Varianten 1 und 2 um 50%vergrößert. Beide Endschotte, also jenes des Elements n als auch jenes des Elements $n + 1$ werden als Schweißbadsicherung verwendet wodurch die Problematik der Passgenauigkeit der „Nut- und Feder Verbindung“ entfällt. Somit sind die Stoßvarianten 3 und 4 im Vergleich zu den Varianten 1 und 2 im Hinblick auf Passungsschwierigkeiten als unkritischer zu beurteilen. Der verbleibende Hohlraum des Stoßbereichs kann je nach Erfordernis nachträglich vergossen werden.

Der Schweißstoß 5 ist dem Schweißstoß 4 sehr ähnlich. Hier beträgt jedoch die Breite des Schweißfensters einen gesamten Dübelleisten- Regelabstand. Dies hat den Vorteil, dass die Geometrie beispielsweise für den Einsatz von Unterpulver- Schweißautomaten ausgelegt werden kann. Problematisch bei dieser Stoßvariante ist die notwendigerweise kraftschlüssige Verbindung von Füll- und Vergussbeton in den Fugen neben den Dübelleisten. Dafür wären eine Oberflächenbehandlung der Füllbetonoberflächen, wie beispielsweise Kugelstrahlen, ein spezieller Haftanstrich oder auch Steckeisen denkbar, die diese Fugen wie betonbaumäßige Arbeitsfugen verdübeln.

Der Schraubstoß 1 beruht wieder auf einer „Nut- und Feder“- ähnlichen Verbindung der Teile, die durch außen angeordnete Schraublaschen gesichert wird. Die Muttern, die im Betonkern zu liegen kommen, werden durch Hülsen abgedeckt. Da diese Muttern jedoch im Nachhinein nicht mehr zugänglich sind, können sie nach einem einmaligen Vorspannen nicht mehr gewechselt werden. Somit ist die Verbindung mit dem Schraubstoß 1 zwar definitionsgemäß lösbar, bei Verwendung von HV- Schraubverbindungen jedoch nicht mehr in Übereinstimmung mit [EN109a] austauschbar. Eine derartige Ausführungsform ist somit im Eisenbahnbrückenbau nicht gestattet, hier aber dennoch beispielhaft dargestellt.

Beim Schraubstoß 2 wird eine gleichartige „Nut- und Feder“- ähnliche Verbindung mit außen liegenden Gewindestangen gesichert. Die Gewindestangen stützen sich dabei an Schraubkonsolen ab, die auf die Plattenelemente angeschweißt werden. Auch diese Ausführungsform ist für den Eisenbahnbrückenbau nicht zweckmäßig, da die Gewindestangenkonstruktion ins Schotterbett ragt. Für eine andere Verwendung der SCSC-Platte ist eine derartige Stoßausbildung jedoch denkbar und sei daher an dieser Stelle erwähnt.

2.4.5 Montage der SCSC- Platte

Die SCSC- Platte zeichnet sich durch einen geschlossenen Stahlkasten aus, der nachträglich mit unbewehrtem Beton verfüllt wird. Für den Betonierzeitpunkt ergeben sich prinzipiell

zwei verschiedene Möglichkeiten.

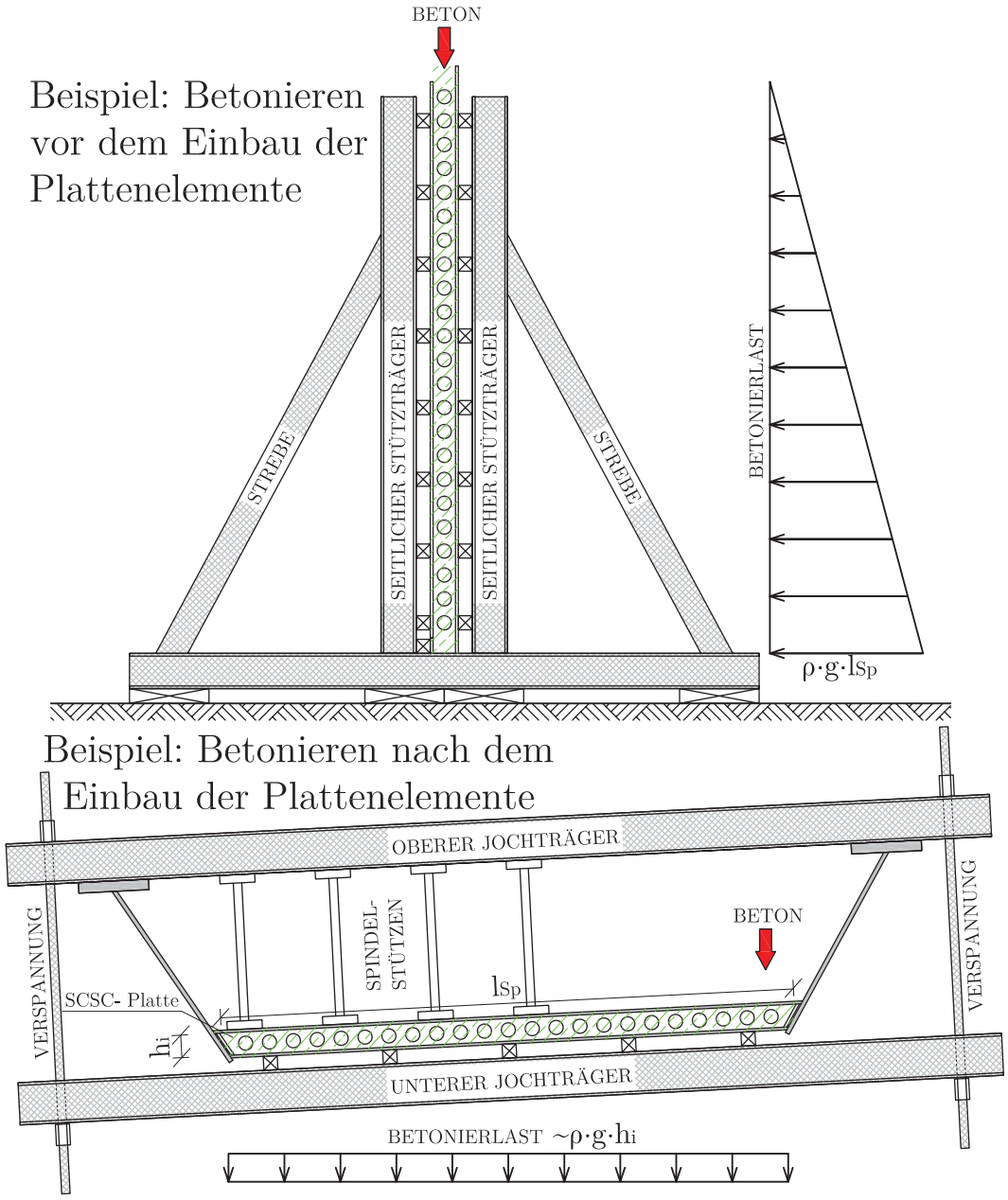


Abbildung 2.19: Beispiele für Betoneinbau im Werk oder im eingebauten Zustand

1. Einbringen des Füllbetons *vor* dem Einbau der Plattenelemente auf der Baustelle (*Abbildung 2.19 oben*)
   (a) Einbringen des Füllbetons im Werk oder alternativ dazu
   (b) Einbringen des Füllbetons auf der Baustelle
2. Einbringen des Füllbetons *nach* dem Einbau der Plattenelemente auf der Baustelle (*Abbildung 2.19 unten*)

Jedenfalls muss beim Betonieren der Platte berücksichtigt werden, dass die Stahlelemente nicht mit dem Betonierdruck belastet werden dürfen, da sie sich sonst auseinanderbewegen. Daher ist der Frischbetondruck immer durch geeignete Abstützkonstruktionen zu übernehmen. *Abbildung 2.19* zeigt zwei Ausführungsvorschläge für je einmal das Betonieren vorab im Werk oder auf der Baustelle und den Betoneinbau im fertig montierten Bauwerk. Wie aus dieser Abbildung gut ersichtlich ist, tritt bei einer lotrechten Betonierposition, oben abgebildet, ein beträchtlich höherer Frischbetondruck auf. Als Größenordnung kann von einem Faktor $\frac{4200}{160} \approx 26$ ausgegangen werden. Somit ist davon auszugehen, dass auch die zugehörige Abstützvorrichtung material- und somit kostenintensiver ist. Da diese Hilfskonstruktion jedoch stationär bleibt und nicht, wie die unten abgebildeten Jochträger, umgesetzt werden muss, kann der Mehraufwand bei den Materialkosten eventuell durch die Einsparungen bei Personal- und Geräteaufwendungen des Umsetzens insgesamt günstiger sein.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass jede der oben genannten Verfahren spezifische Vor- und Nachteile hat. So ist der Einbau von fertig betonierten Plattenelementen im Hinblick auf die Transport und Krankosten jedenfalls von Nachteil, während das Betonieren im fertig eingebauten Zustand einer Unterstützungskonstruktion bedarf, die mit einem herkömmlichen Schalwagen vergleichbar ist. Je nach Einsatzort, Zufahrtsmöglichkeiten, Krankapazitäten und anderen Randbedingungen wird somit eine der genannten Alternativen die kostengünstigste sein.

2.5 Kostenvergleiche und wirtschaftliche Bedeutung der SCSC- Platte

Als abschließende Betrachtung dieses Kapitels sollen die Kosten der vorgestellten Varianten am Beispiel des Trogbrückenentwurfs [KF07] verglichen werden. Eine einwandfrei richtige Betrachtung wäre ein Vergleich der Lebenszykluskosten der gesamten Brückenkonstruktion. Da dies ohne genauere Angaben zu Montage, Wartung, Abbruch und Entsorgung sowie zur geplanten Einsatzdauer jedoch schwer realisierbar ist, werden dem Vergleich im Rahmen dieser Arbeit nur die reinen Herstellkosten zugrunde gelegt. Zudem wird der Vergleich nur für die Fahbahnkonstruktion selbst durchgeführt. Der Anschluss an das Haupttragwerk sowie die Brückenhauptträger werden nicht eingerechnet. Unter Herstellkosten werden in diesem Zusammenhang die folgenden Kosten definiert:

Die Kosten des Stahls werden auf das verbaute Gewicht bezogen und enthalten die folgenden Anteile:

Personalkosten für den Zuschnitt und den Zusammenbau (Schlosserarbeiten) im Werk und auf der Baustelle.

Stoffkosten: des Stahls.

Gerätekosten: für den Zuschnitt und den Zusammenbau im Werk und auf der Baustelle.

Die Kosten der Schweißnähte werden auf das eingebaute Schweißnahtvolumen bezogen und enthalten die folgenden Anteile:

Personalkosten für Vorbereitung und Durchführung der Schweißarbeiten im Werk und auf der Baustelle sowie für eine eventuell erforderliche Nachbehandlung und die zerstörungsfreie Prüfung der Schweißnähte.

Stoffkosten: des verbrauchten Zusatzwerkstoffs.

Gerätekosten: für die Schweißmaschinen und sonstige Kleingeräte.

Die Kosten der Korrosionsschutzes werden auf die Anstrichsfläche bezogen und enthalten die folgenden Anteile:

Personalkosten für die Oberflächenvorbereitung (Sandstrahlen) und das Aufbringen der Beschichtung im Werk und auf der Baustelle.

Stoffkosten: des Strahlguts und des verbrauchten Beschichtungsstoffe.

Gerätekosten: für die Oberflächenvorbereitung und das Aufbringen der Beschichtung im Werk und auf der Baustelle inklusive eventuell notwendiger Gerüste.

Die Kosten des Betons werden auf das eingebaute Betonvolumen bezogen und enthalten die folgenden Anteile:

Personalkosten für die Herstellung und Vorbereitung einer eventuell erforderlichen Schalung sowie der Unterstellung (Rüstung) und für das Einbringen und die eventuell erforderliche Nachbehandlung des Betons.

Stoffkosten: für die eventuell erforderliche Schalung, die Unterstellung (Rüstung) und für den Beton

Gerätekosten: für die Herstellung der eventuell erforderlichen Schalung und der Unterstellung (Rüstung) sowie für das Einbringen des Betons.

Ist bei der betrachteten Variante keine Schalung erforderlich, werden reduzierte Einheitskosten für den Beton angesetzt.

Die Kosten des Bewehrungsstahls werden auf das Gewicht der eingebauten Bewehrung bezogen und enthalten die folgenden Anteile:

Personalkosten für den Zuschnitt und das Biegen der Stäbe sowie für den Zusammenbau der Bewehrungskörbe und deren Einbau in die Schalung.

Stoffkosten: des Bewehrungsstahls

Gerätekosten: für den Zuschnitt und das Biegen der Stäbe sowie für den Zusammenbau der Bewehrungskörbe

Die errechneten Herstellkosten werden dabei, wie auch schon zuvor die ermittelten Mengen, jeweils auf einen Quadratmeter Brückenfläche bezogen. Die zugrunde gelegten Kostenpositionen sind:

Für die Ausführungsvarianten nach dem aktuellen Stand der Technik jene Mengen, die im Zuge des *Abschnitts 2.3* ermittelt wurden.

Für die SCSC- Platte jene Mengen, die aus der beispielhaften Bemessung am Ende dieser Arbeit in *Kapitel 6* ermittelt werden.

Wie aus der oben stehenden Auflistung erkennbar ist, bleiben vor allem die Transport- und die Montagekosten unberücksichtigt. Diese, in der Praxis oft entscheidenden Kostenfaktoren können ohne genaue Kenntnisse des Baufelds, der Transportwege und der gewählten Montagtechnologie nicht seriös abgeschätzt werden und werden daher in der vorliegenden Arbeit nicht bewertet. Durch die Gleichheit der Stützweiten, die Bemessungen für die gleichen Lasten und die einheitliche Preisbasis von einem Quadratmeter Fahrbahnfläche ist dennoch eine objektive Vergleichbarkeit im Rahmen der gegebenen Möglichkeiten gewährleistet. Kalkulationswerte für realistische Ansätze zur Bewertung der einzelnen Positionen der Mengenermittlung wurden dem Verfasser von der Firma *MCE Stahl- und Maschinenbau GmbH & Co KG* zur Verfügung gestellt. Aus nachvollziehbaren Gründen werden die Einheitskosten hier nicht wiedergegeben. Vielmehr werden die Herstellkosten der nach den Richtzeichnungen der Deutschen Bahn vorgegebenen Konstruktion der querorientierten Fahrbahnplatte als Vergleichsbasis auf 100% normiert und alle anderen resultierenden Kosten auf diese Basis bezogen. In den *Tabellen 2.8* und *Tabellen 2.9* sind sämtliche Informationen zu den untersuchten Varianten, den ermittelten Mengen und den daraus resultierenden, normierten Herstellkosten zusammengestellt.

An dieser Stelle sei nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass sich die folgenden Vergleiche nur auf den Einsatz der unterschiedlichen Varianten im Rahmen des Trogbrückenentwurfs beziehen. Aus den Tabellen sind daher keinesfalls allgemein gültige Aussagen ableitbar.

Var.	Bezeichnung	$h_{Konstr.}$ $[mm]$	Gewicht $[kg/m^2]$	zugeh. Abschnitt
1	orthotrope Platte mit Trapezrippen	750	300	*2.3.1.1*
2	orthotrope Platte mit Flachstahlrippen	615	320	*2.3.1.2*
3	**querorientierte orthotrope Platte**	**400**	**355**	***2.3.1.3***
4	Grobblechplatte	120	942	*2.3.1.4*
5	Verbundplatte mit Querträgern	650	854	*2.3.2.1*
6	Verbundplatte mit Blech	365	1040	*2.3.2.2*
7	Stahlbetonplatte	450	1240	*2.3.3*
8	SCSC- Platte	200	745	*6.5*

Tabelle 2.8: Bezeichnung und Kapitelzuordnung der Fahrbahnvarianten

Var.	G_{Stahl} $[kg/m^2]$	$V_{Schweißn.}$ $[cm^3/m^2]$	$A_{Anstr.}$ $[m^2/m^2]$	V_{Beton} $[m^3/m^2]$	$G_{Bew.}$ $[kg/m^2]$	$h_{Konstr.}$ $[mm]$	norm.HK [%]
1	300	155	3,15	0,00	0	750	102,9
2	320	205	4,10	0,00	0	615	124,5
3	**355**	**105**	**3,80**	**0**	**0,00**	**400**	**100**
4	942	185	2,00	0,00	0,00	120	192,2
5	50	30	1,00	0,30	84,00	650	48,1
6	95	0	1,00	0,35	105,00	365	50,1
7	0	0	0,00	0,45	160,00	450	47,1
8	265	105	2,00	0,20	0,00	200	82,9

Tabelle 2.9: Variantenvergleich der Mengen, Bauhöhen und normierten Herstellkosten

Es zeigt sich, dass die längsorientierten orthotropen Platten für den Einsatzzweck in den untersuchten Trogbrücken sowohl bezüglich ihrer Bauhöhe als auch bezüglich ihrer Kosten nachteilig sind. Dieses Ergebnis war zu erwarten, da diese Bauformen, wie bereits in *Abschnitt 2.3.1* erwähnt, lediglich bei großen zu überspannenden Weiten und/ oder großen geforderten Schlankheiten wirtschaftlich einsetzbar sind. Als positiver Faktor der Stahlleichtfahrbahnen oder orthotropen Platten ist deren Gewicht, dass nur ungefähr ein Drittel des Gewichts der anderen Alternativen ausmacht, zu nennen. Dadurch werden die in der Gegenüberstellung nicht enthaltenen Kosten für Transport und Kranmanipulationen für die Varianten $1-3$ in der Regel bedeutend geringer ausfallen als für die Varianten 4 bis 8.

Die unausgesteifte Grobblechfahrbahn hat unschlagbare Vorteile in der Bauhöhe und der einfachen Herstellbarkeit. Allein ihr hohes Stahlgewicht bedingt jedoch bereits für diese Variante die höchsten Kosten aller untersuchten Alternativen. Die Ausführungen aus *Abschnitt 2.2*, bei denen gezeigt wird, dass relativ viel Masse der teuren Werkstoffs Stahl unausgenutzt bleibt, wird in *Tabelle 2.9* durch Zahlen bestätigt. Wie im vorigen Absatz erwähnt, ist für diese Ausführungsform zusätzlich mit hohen Transport- und Krankosten zu rechnen.

Die Lösungen in Verbund- und Betonbauweise sind wirtschaftlich relativ gleichwertig und sind im Vergleich zur querorientierten orthotropen Platte in etwa mit den halben Kosten hestellbar. Wird die Bauhöhe in die Bewertung mit einbezogen, kann die Verbundplatte mit Stahlquerträgern für den untersuchten Anwendungsfall ausgeschieden werden. In jedem Fall bleibt jedoch bei allen Varianten 5, 6 und 7 das Problem der Fugenabdichtung, das bedeutende Kosten in der Erhaltung respektive einer eventuell erforderlichen, periodischen Instandsetzung verursachen kann.

Die Gegenüberstellung in *Tabelle 2.9* zeigt, dass die SCSC- Platte bezüglich ihrer Bauhöhe die einzige Alternative ist, die sich in der Größenordnung der unausgesteiften Grobblechfahrbahn einreihen lässt. Bei den Herstellkosten schlägt sie sich jedoch im Vergleich zur Grobblechfahrbahn mit lediglich rund 43% zu Buche. Die SCSC- Platte ist nach *Tabelle 2.9* sogar wirtschaftlicher als die „Standardlösung“ der querorientierten orthtropen Platte, die die doppelte Bauhöhe benötigt. Das relativ hohe Eigengewicht dieser Ausführungsform kann zu erhöhten Transport- und Krankosten führen. Durch die Einbringung des Füllbetons auf

der Baustelle kann das Konstruktionsgewicht und damit auch die Kosten der Bauteilmanipulationen jedoch auf ein mit der orthotropen Platte vergleichbares Niveau gesenkt werden.

Zusammenfassend kann aus den Kostenvergleichen entnommen werden, dass die SCSC-Platte eine wirtschaftlich höchst interessante Alternative zu herkömmlichen Bauweisen sein kann. Wie eingangs erwähnt, hängt die Wirtschaftlichkeit nicht allein von den Herstellkosten ab. Aus heutiger Sicht ist bei der Verwendung dieser Konstruktion jedoch auch eine kostengünstige Montage und vor allem Erhaltung zu lukrierbar. Daher wird erwartet, dass sich der positive Trend der hier gezeigten Gegenüberstellung auch in der tatsächlichen praktischen Umsetzung abzeichnen wird.

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit

3.1 Zusammenfassung

Am Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau der TU- Wien wurden vorab Sondierungs-Bauteilprüfungen an SCSC- Plattenelementen durchgeführt, um deren Tragverhalten bis zur Traglast experimentell festzustellen. Im Zuge dieser Labortests wurden vier full-scale Probekörper mit unterschiedlicher Leistengeometrie hergestellt und im Anschluss bis zum Erreichen der plastischen Tragfähigkeit zerstörend geprüft. Die Abmessungen der Versuchskörper betragen rund $3200 \times 2500 \times 200\,mm$ bei einem Elementgewicht von rund $6\,t$ pro Stück. Die Bauteilprüfungen wurden als Vierpunkt- Biegeversuch mit statischen Vertikallasten von bis zu $7000\,kN$ ausgeführt. Die Messdaten der einzelnen Versuche dienen in den folgenden Kapiteln als Vergleichsbasis für die Analyse des Tragverhaltens.

Nach der Feststellung der plastischen Traglast wurde der Füllbeton teilweise freigelegt, um dessen Rissausbildung zu dokumentieren und mit Berechnungsergebnissen abzugleichen. Dabei ist insbesondere die Bestätigung der im vorigen Kapitel vorgestellten Ausbildung der liegenden Druckdiagonalen von Interesse.

3.2 Prüfkörper

3.2.1 Konstruktion der Prüfkörper

Die Prüfkörper der Labortests sind in Anlehnung an die Erkenntnisse aus den Gleichungen (2.3) und (2.4) mit $20\,mm$ dicken Deckblechen und $200\,mm$ Querschnittshöhe auf den bezüglich des plastischen Widersandsmoments vollwertigen Ersatz der Grobblechbrückenfahrbahn von Eisenbahnbrücken ausgelegt. Als Achsabstand der Dübelleisten werden $500\,mm$ gewählt. Somit ergibt sich eine Breite des erwarteten „Regeltragelements“, das sind in Anlehnung an *Abbildung 2.14* zwei Betonkammern mit zugehörigen Betonstreben von $1000\,mm$.

Um im Zuge des Versuchs die Daten einer möglichst ungestörten Tragwirkung aufnehmen zu können, besteht ein Prüfkörper aus drei dieser „Regeltragelemente“, während sämtliche Messwertaufnehmer im mittleren Bereich appliziert werden. Mit Überständen und Abschlusskonstruktionen ergibt sich somit eine Längenausdehnung der Plattenelemente von 3200 mm.

Biegeversuche mit großen Lasten sind im Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen an der TU- Wien in der möglichen Spannweite begrenzt. Eine Untersuchung des Tragverhaltens an einer SCSC- Platte mit dem tatsächlichen Auflagerabstand von rund 4100 mm ist damit aus labortechnischen Gründen nicht realisierbar. Aus diesem Grund entschied man sich bei den durchgeführten Bauteilprüfungen für eine Stützweite von 2520 mm und somit eine maximale Elementbreite von 2540 mm. Als zusätzliche, versuchstechnisch bedingte Näherung wird das Belastungsbild von der am Bauwerk tatsächlich flächig verteilten Gleichlast auf eine im Labor mittig angreifende Linienlast reduziert.

Als Schubdübelleisten kommt für jeden der vier Probekörper eine andere Ausformung zur Anwendung. Damit kann ein eventueller Einfluss der Dübelleistengeometrie auf das Tragverhalten respektive die Traglast des jeweiligen Plattenelements abgeschätzt werden. Die untersuchten Formen sind zum einen der Kronendübel in seiner in [Pet08] untersuchten Geometrie (Typ A) und in modifizierter Geometrie mit schlankeren Zähnen (Typ B) und zum anderen zwei Arten von Lochleisten (Typ C und Typ D). *Abbildung 3.1* zeigt die Geometrien und die zugehörige Plattentypbezeichnungen der vier Lochleistenausformungen.

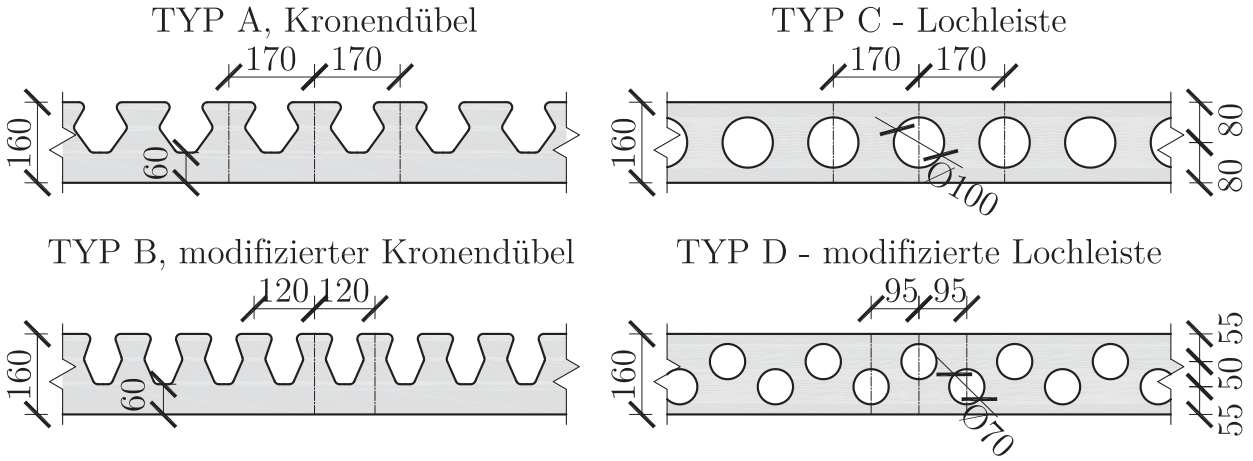


Abbildung 3.1: Getestete Dübelleistenausformungen

Da für eine statistisch abgesicherte Aussage über die Plattentragfähigkeit jedenfalls mehr als ein Versuch notwendig ist, kann an dieser Stelle tatsächlich nur von einer Abschätzung des Tragverhaltens gesprochen werden. Wie sich später herausstellen wird, lassen die durchgeführten Versuche jedoch einen eindeutigen Trend im Tragverhalten erkennen. Die Plattentypen C und D erweisen sich insbesondere im Nachbruchverhalten als günstiger. Abgesehen von einer etwas höheren Tragfähigkeit ist vor allem die Duktilität der SCSC- Elemente mit Lochleisten deutlich besser als jene der Platten mit Kronendübelleisten. Nähere Erläuterungen zu diesem Phänomen folgen weiter unten.

Die *Abbildungen 3.2* und *3.3* zeigen exemplarisch Ausschnitte aus dem Werkstättenplan des Plattentyps C. Darin sind die bereits erläuterten Dübelleisten als Position 2 und die außen

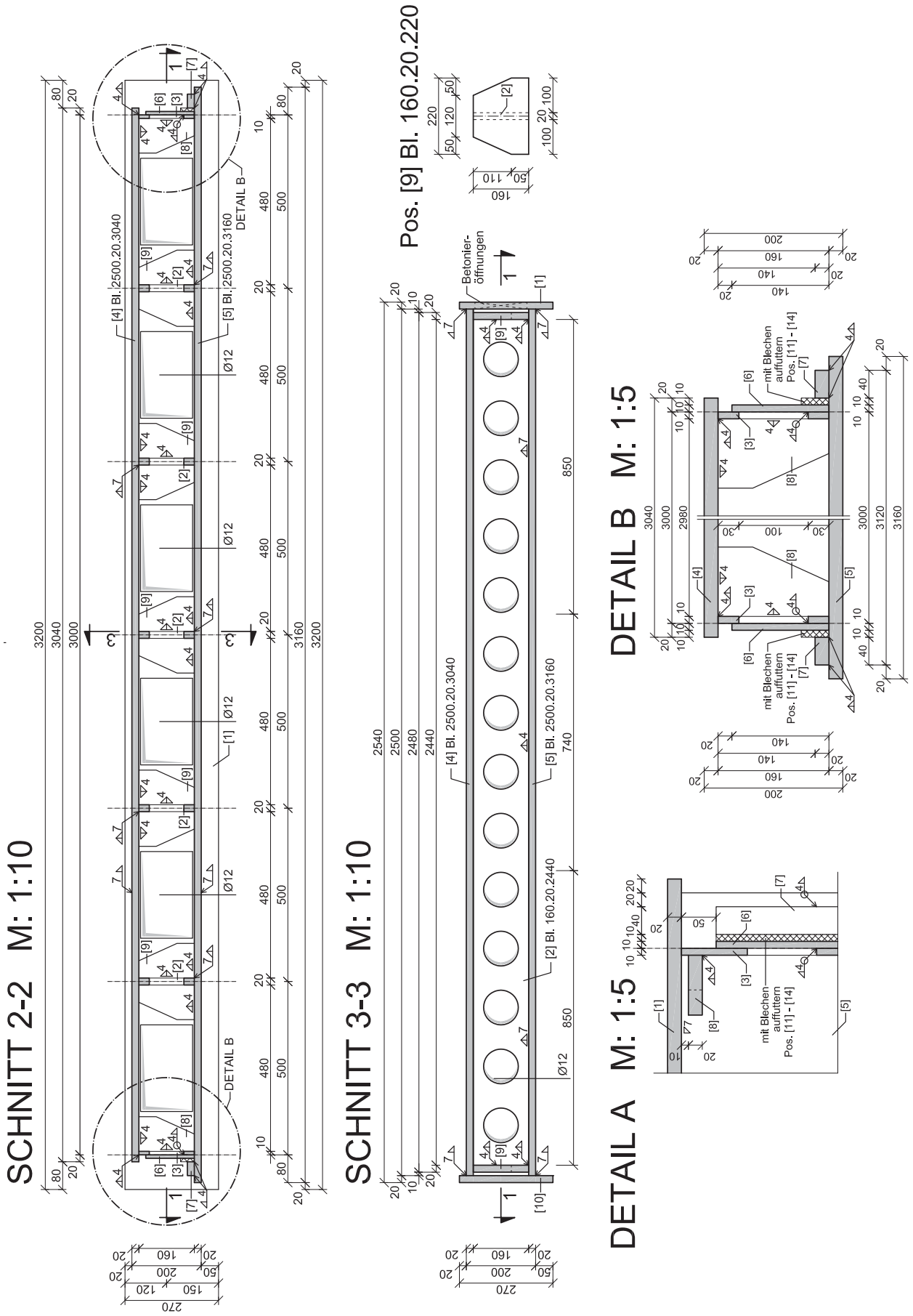


Abbildung 3.2: Planausschnitt-Schnitte, Typ C

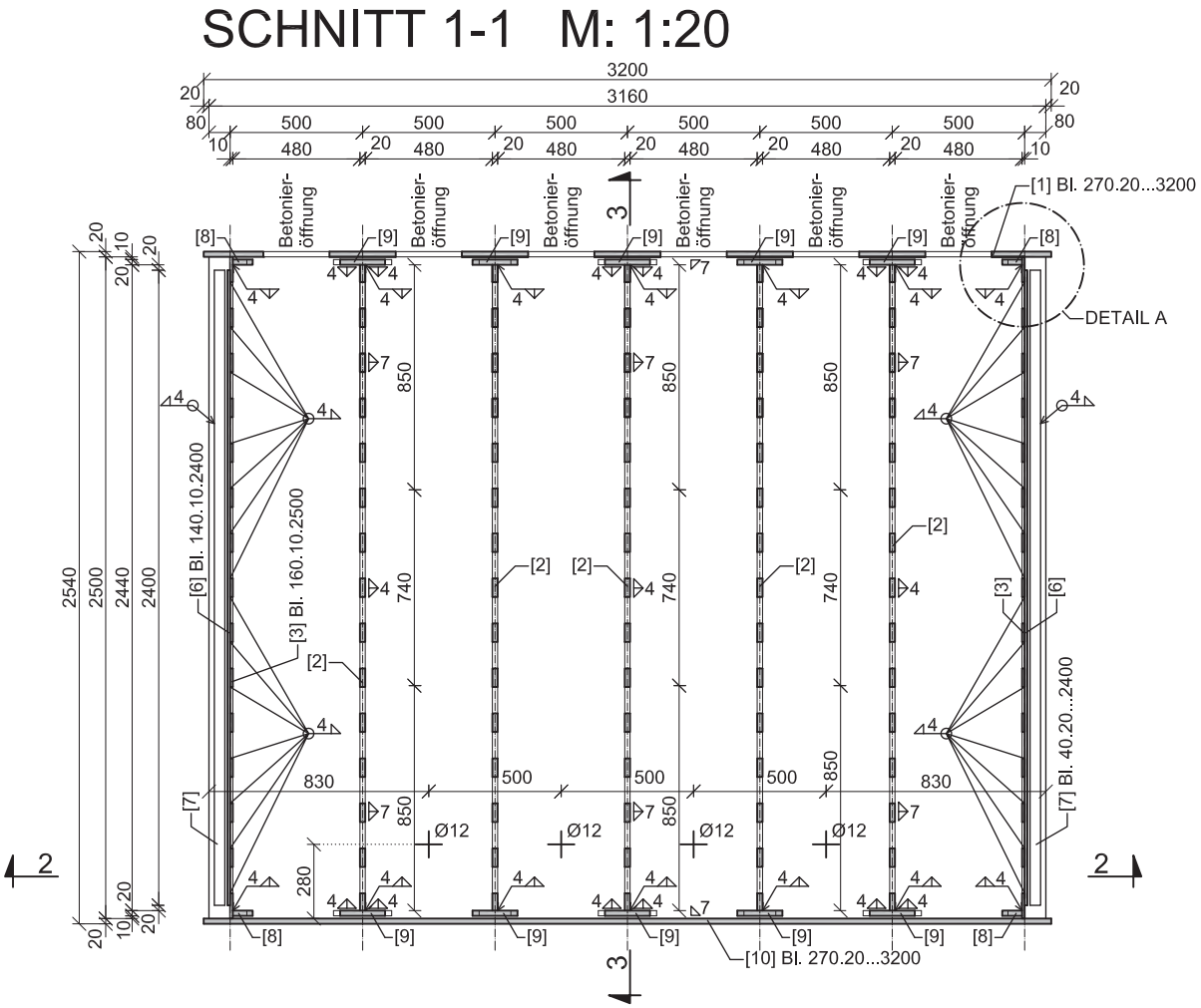


Abbildung 3.3: Planausschnitt-Grundriss, Typ C

liegenden, durchgehenden Bleche als Position 4 und 5 dargestellt. Die in *Abschnitt 2.4.3* beschriebenen „Auflagersteifen“ entsprechen in diesen Abbildungen der Blechposition 9. Der konstruktiven Ausbildung der Plattenränder, dargestellt in Schnitt 3-3 sowie in Detail A und B, liegen die folgenden Gedanken zugrunde:

- Da das untersuchte Plattenelement eine einheitliche Steifigkeit aufweisen soll, ist die Dübelleistendicke an den Plattenrändern halbiert und beträgt dort 10 mm. Diese Randdübelleisten sind durch die Positionsnummer 3 gekennzeichnet. Auch die „Auflagersteifen“ zur Ableitung der Dübelleistenquerkräfte, gekennzeichnet durch die Positionsnummer 8, sind halbiert.

- Um ein Ausfließen des Betons zu verhindern und quergerichtete Anteile der Druckstrebenkräfte aufnehmen zu können, müssen die Ausnehmungen der Randdübelleisten, also der Bleche mit der Positionsnummer 3, verschlossen werden. Dies erfolgt durch die Blechpositionen 6.

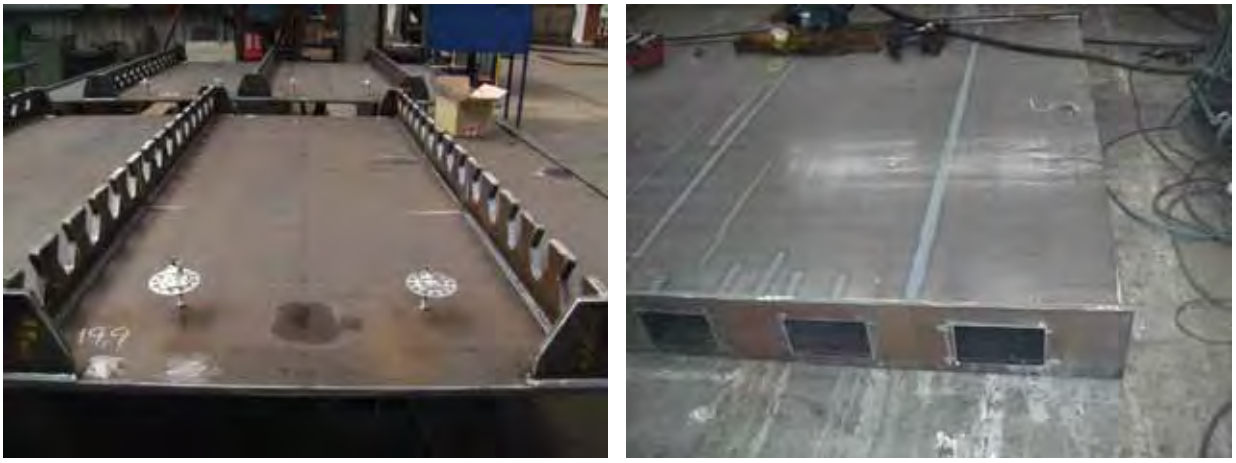
- Die liegenden Druckdiagonalen im Betonkern sollen sich möglichst „ungestört“ an den

Randdübelleisten abstützen können. Da der Beton als abstützendes Medium außerhalb des Probekörpers fehlt, würden die Bleche der Positionen 3 und 6 durch die inneren Druckstreben nach außen gebogen. Die Randdübelleisten sind daher beidseitig abzustützen. Die Abstützung erfolgt einerseits durch die planmäßige Doppelkehlnaht zu je einem der Deckbleche. Eine beidseitige Verschweißung der Dübelleiste käme einer schubstarren Kopplung gleich. Eine derartige Ausbildung würde die Versuchsergebnisse in nicht unerheblicher Größenordnung beeinflussen. Aus diesem Grund erfolgt die Abstützung der zweiten Seite der Dübelleisten an den Knaggen, die mit der Positionsnummer 7 gekennzeichnet sind. Um Fertigungstoleranzen ausgleichen zu können und trotzdem eine stramme Abstützung ohne wesentliche mögliche Verschiebewege zu erreichen, sind die Knaggen mit 10 mm planmäßigem Luftspalt ausgeführt, der nach dem Zusammenbau kraftschlüssig ausgefuttert wird.

Die vollständigen Planunterlagen aller Prüfkörper sind in *Anhang A* zu finden.

3.2.2 Herstellung der Prüfkörper

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgt im Wesentlichen nach den in *Kapitel 2.4.2* dargelegten Arbeitsschritten. Die Stahlbaufertigung ist in *Abbildung 3.4* dargestellt und in Anlehnung an *Kapitel 2.4.2* bezeichnet. In Teilbild (a) sind die eingebauten Dübelleisten sichtbar. In Teilbild (b) kann man die Endbleche erkennen, die zur späteren Einbringung des Betons mit Betonieröffnungen versehen sind.



(a) Produktionsschritt 1 (b) Produktionsschritt 3

Abbildung 3.4: Stahlbaufertigungsschritte

Die Verfüllung der SCSC- Platte mit Beton wurde in einem Fertigteilwerk durchgeführt. Dazu wurden die vorgefertigten Stahlkästen der Elemente stehend in eine Stützkonstruktion eingespannt und von oben mit selbstverdichtendem Beton gefüllt. Die *Abbildung 3.5* zeigt Fotos des Betoniervorganges.

(a) Einspannung der Plattenelemente

(b) Füllung mit Beton

Abbildung 3.5: Einbringung des Füllbetons im Fertigteilwerk

3.2.3 Werkstoffe der Prüfkörper

Sämtliche Bleche entsprechen dem Werkstoff S355 J2+N nach EN 10025/2. Zur Nachverfolgbarkeit und vor allem als Grundlage der eingesetzten Materialparameter für die nachfolgenden Vergleichsrechnungen, sind für alle Blechpositionen Abnahmeprüfzeugnisse 3.1, beziehungsweise 3.2 nach EN 10204 vorhanden und zusammen mit den Zuschnittplänen im *Anhang B.1* enthalten.

Der Werkstoff des Füllbetons ist ein selbstverdichtender Beton(Self Compacting Concrete oder SCC). SCC benötigt für den Einbau keine Verdichtung. Dieser Werkstoff fließt und verdichtet sich durch sein Eigengewicht und ist im erhärteten Zustand dicht und homogen. Nach der erforderlichen Aushärtungszeit unterscheidet sich selbstverdichtender von konventionellem Beton weder in seinen konstruktiven Eigenschaften noch in seiner Beständigkeit[SCC05]. Für die Versuchskörper wurde in erster Linie deshalb ein SCC gewählt, um die teilweise bereits eingebaute sensible Messtechnik nicht durch Betonrüttler zu beschädigen. Ein derartiger Werkstoff ist jedoch auch für den geplanten Einsatz in Brückenbauwerken zu empfehlen, da die gesicherte Ausfüllung sämtlicher Hohlräume der SCSC- Platte für deren Tragmechanismus von zentraler Bedeutung ist.

Die Betongütebezeichnung nach [B4707] lautet C30/37/B3/F73/GK8/SCC. Die Norm [B4707] regelt sämtliche betontechnologischen Anforderungen und deren korrekte Bezeichnungen. Diese Eigenschaften sind beispielsweise die Druckfestigkeitsklasse (C), die Betonzusammensetzung(B), der W/B- Wert, die Konsistenzklassen oder das Ausbreitmaß(F), die zulässigen

Sieblinien für das jeweilige Größtkorn (GK) sowie eventuelle Angaben anderer Eigenschaften (SCC). Zusätzlich zu [B4707] gilt für SCC die Richtlinie [SCC05], die vom Verband österreichischer Beton- und Fertigteilwerke herausgegeben wurde. Darin sind weitere Anforderungen an Rezepturen, Herstellung und Verarbeitung von selbstverdichtendem Beton enthalten. Die außergewöhnliche Fließfähigkeit, die SCC auszeichnet, wird in der Regel durch die Beimischung von so genannten Superverflüssigern und eventuell von Zusatzmitteln, die die Viskosität beeinflussen, erreicht. Außerdem weist selbstverdichtender Beton im Vergleich zu herkömmlichen Betonrezepturen einen geringeren Grobkornanteil, einen erhöhten Zementleimgehalt und ein geringeres Wasser- Feinteil- Verhältnis auf. Die genaue Zusammensetzung des eingebauten Betons ist dem Formblatt 1-1 aus *Anhang B.2.1* zu entnehmen.

Während der Betonage wurden zusätzlich zwei Betonprobewürfel und ein Betonprisma pro Plattenelement hergestellt und eingelagert. Mit Hilfe dieser Prüfstücke ist es möglich, parallel zu den zerstörenden Laborversuchen die jeweils aktuellen Werte von Würfeldruckfestigkeit und E- Modul zu bestimmen. Die Protokolle dieser Werkstoffprüfungen sind in *Anhang B.2.2* zu finden. Für die nachfolgenden Vergleichsrechnungen können somit als Materialparameter die tatsächlich gemessenen Werkstoffeigenschaften eingesetzt und damit die Streubreite der Ergebnisse wesentlich reduziert werden.

3.2.4 Güteüberwachung und Maßkontrolle der Prüfkörper

Im Zuge der Fertigung der Stahlbauteile wurden die zulässigen Bauteiltoleranzen für EXC3 nach EN 1090-2 eingehalten. Zusätzlich dazu wurden die Blechdicken der Hauptpositionen, also der außen liegenden Bleche (Position 4 und 5) und der Dübelleisten (Position 2 und 3), punktuell mittels Ultraschallmessung festgestellt und aufgezeichnet. Die Messprotokolle dazu sind in *Anhang B.1.3* zu finden.

Die Schweißnähte der Stahlkonstruktionsteile wurden zu 10% mittels Magnetpulvertest (MT) geprüft. Das Prüfprotokoll dazu ist *Anhang B.1.4* zu entnehmen.

Nach der zerstörenden Belastungsprüfung wurden die Probekörper geöffnet, um die Rissbilder des Betons beurteilen zu können. Im *Abschnitt 3.4* wird dieser Vorgang genauer beschrieben. Nach der Führung eines Plattenquerschnitts war es möglich, die tatsächlichen Gesamtdicken der SCSC- Elemente zu messen. Die Tabelle der Messwerte ist in *Abschnitt 3.5.1* zu finden. Dazu ist festzuhalten, dass die gemessenen Dicken nur nach der Überschreitung der Traglast vorliegen und somit nicht exakt den tatsächlichen Plattendicken zu Versuchsbeginn entsprechen. Wie sich später in *Abschnitt 3.5.1* herausstellt, ist die rechnerische Abschätzung des Einflusses der Plattendicke auf die Messergebnisse jedoch ohnehin nur unter der Voraussetzung einiger vereinfachender Annahmen möglich. Aus diesem Grund liefert die Plattendickenmessung nach durchgeführter Traglastprüfung jedenfalls ausreichende Anhaltswerte zur Messwertkorrektur.

3.2.5 Belastung der Prüfkörper

Abbildung 3.6 zeigt die Verläufe von Biegemoment und Querkraft, die in etwa im Zustand der Tragfähigkeit an einem SCSC- Element pro Laufmeter entstehen. Die Belastung zur Errech-

nung dieser Schnittgrößen ist aus *Kapitel 6* entnommen. Dort ist die genaue Lastaufstellung und die Ermittlung sämtlicher Beiwerte für den ULS- Zustand einsehbar.

Im Vergleich dazu sind in *Abbildung 3.7* die Schnittgrößenverteilungen der Bauteilprüfung dargestellt. Wie bereits in *Abschnitt 3.2.1* erwähnt, werden die Probekörper im Versuch gleichmäßig und linienförmig, über die gesamte Plattenbreite verteilt, belastet. Aus der Gegenüberstellung können die folgenden Schlüsse gezogen werden:

- Das Verhältnis des maximalen Biegemoments zur maximalen Querkraft am linken Auflager beträgt beim Laborversuch $\frac{0,63}{0,5} = 1,26$. Das gleiche Verhältnis der Platte einer Stützweite von $4100\,mm$ und dem Bemessungslastbild im Zustand der Tragfähigkeit liegt mit $\frac{371}{325} = 1,14$ in einer vergleichbaren Größenordnung. Dabei ist jedoch zu beachten, dass beim Laborversuch die Lagen von maximalem Moment und maximaler Querkraft zusammenfallen, während die Extremalschnittgrößen bei der tatsächlichen Konfiguration an zwei unterschiedlichen Stellen auftreten.

- Die notwendige Versuchslast zur Erreichung des der Bemessung zugrunde liegenden Biegemoments beträgt in etwa $\frac{371}{0,63} = 589kN$ pro Laufmeter. Die Bemessungsquerkraft, die an der realen Konstruktion im Grenzzustand der Tragfähigkeit auftritt, wird im Experiment bei einer Versuchslast von rund $\frac{325}{0,5} = 650kN$ pro Laufmeter erreicht. Aus einem mittleren Belastungswert von $\approx 620kN/m$ ergibt sich somit für den $3200\,mm$ langen Laborprüfkörper ein dem ULS Zustand der eingebauten SCSC- Platte entsprechendes Niveau der gesamten Prüflast von rund $2000kN$.

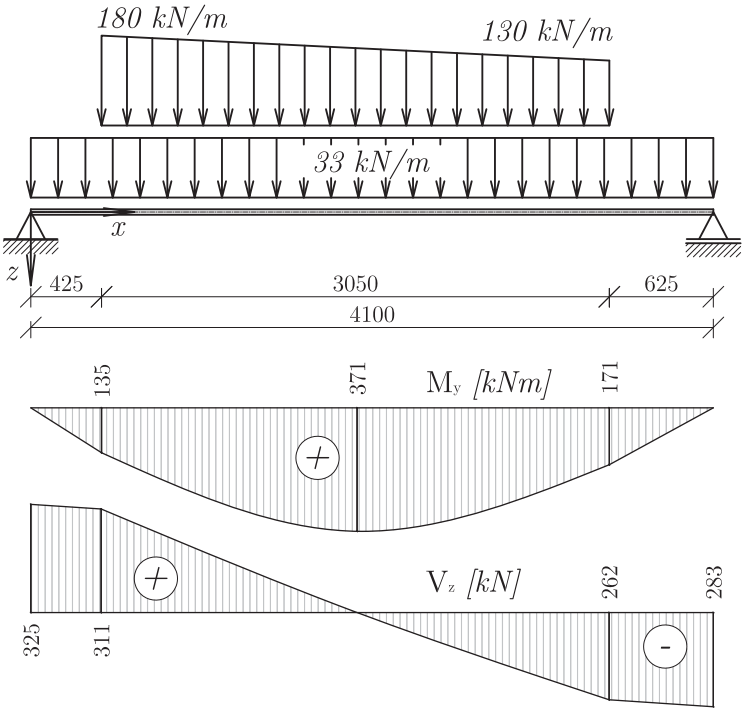


Abbildung 3.6: System, Belastung und Schnittkräfte im Traglastzustand

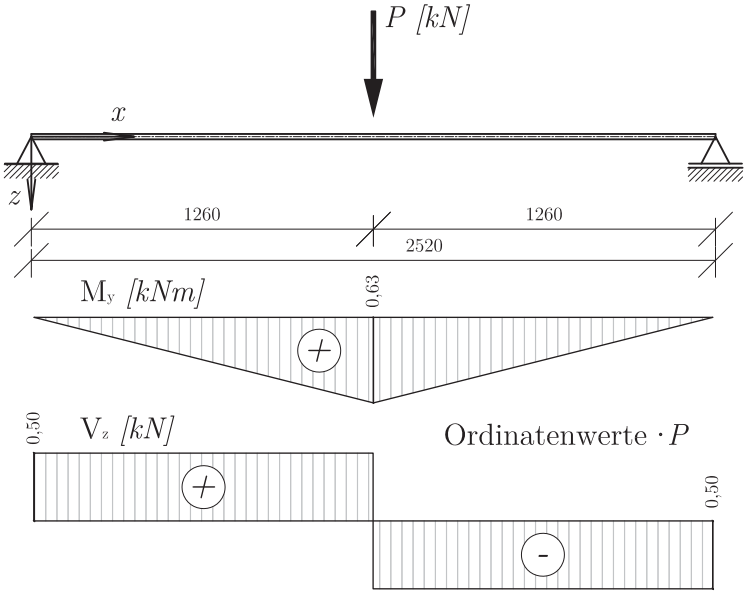


Abbildung 3.7: System, Belastung und Schnittkräfte im Laborversuch

Die tatsächlich aufbringbare Versuchslast im Labor liegt konstruktionsbedingt bei rund 10000 kN. Damit ist für den zerstörenden Laborversuch gegenüber dem Zustand der Tragfähigkeit ein Faktor von rund 5 realisierbar. Wie sich später zeigt, ergeben sich die maximalen Elementtragfähigkeiten zu rund 7000 kN Gesamtlast.

3.3 Versuchsdurchführung

3.3.1 Aufbau und Anordnung der Laborprüfungen

Der Versuchsaufbau ist detailliert in den *Abbildungen 3.8* und *3.9* dargestellt. Als Aufspannfeld wird der große Versuchsrahmen des Instituts für Tragkonstruktionen herangezogen. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um einen biegesteif verbundenen, geschweißten Trägerrost. Während des Versuchs werden die Kräfte innerhalb des Systems kurzgeschlossen. Dazu ist es notwendig, die Probekörper nach oben zu biegen.

Als Plattenauflager dienen zwei geschweißte H- Träger, die mit je 16 Gewindestangen nach unten abgespannt und unter dem Trägerrost durch Querhäupter verbunden sind.

Die zentrische, linienförmige Belastung der SCSC- Elemente erfolgt über 19 hydraulische Pressen mit einer maximalen Kapazität von je 600 kN. Diese Pressen sind auf dem mittleren Hauptträger des Trägerrostes in einer Linie aufgestellt und hydraulisch gekoppelt, also in einem Ölkreislauf zusammengefasst. Dadurch handelt es sich um kommunizierende Gefäße und es stellt sich ein gleichmäßiger Öldruck im gesamten System ein. Da die Pressen zudem den gleichen Kolbenquerschnitt aufweisen, entsteht bei konstantem Öldruck an jedem Zylinder die gleiche Kraft. Somit wird eine gleichmäßige Linienlast über die gesamte Plattenbreite generiert. Die Versuchslast wird dabei permanent über einen Drucksensor im Ölkreislauf

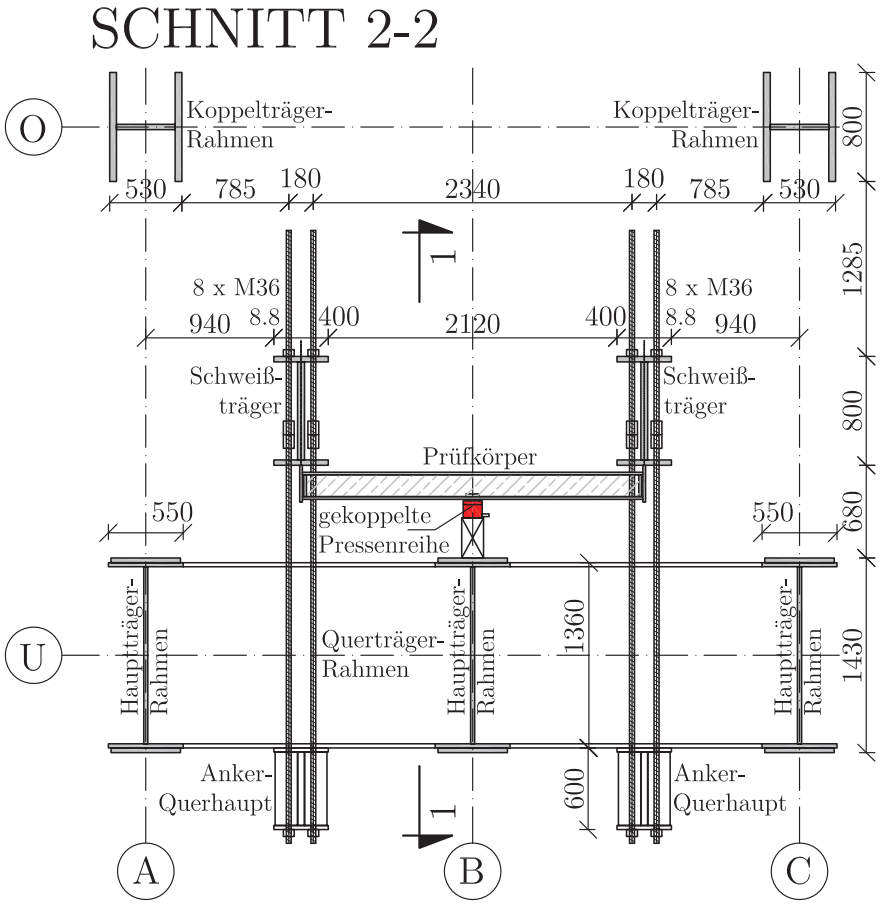


Abbildung 3.8: Versuchsaufbau- Schnitt 2-2

ermittelt und elektronisch protokolliert. Aus Gründen der Verfügbarkeit kommen zweierlei Pressen zum Einsatz. Dies sind zum einen Langhubzylinder mit einem maximalen Hub von 250 mm und zum anderen Flachpressen mit Stellring und einem Maximalhub von 50 mm. Aus der Differenz der möglichen Pressenwege ergibt sich im Versuchsablauf eine Besonderheit, die in *Abschnitt 3.3.3* näher erläutert wird.

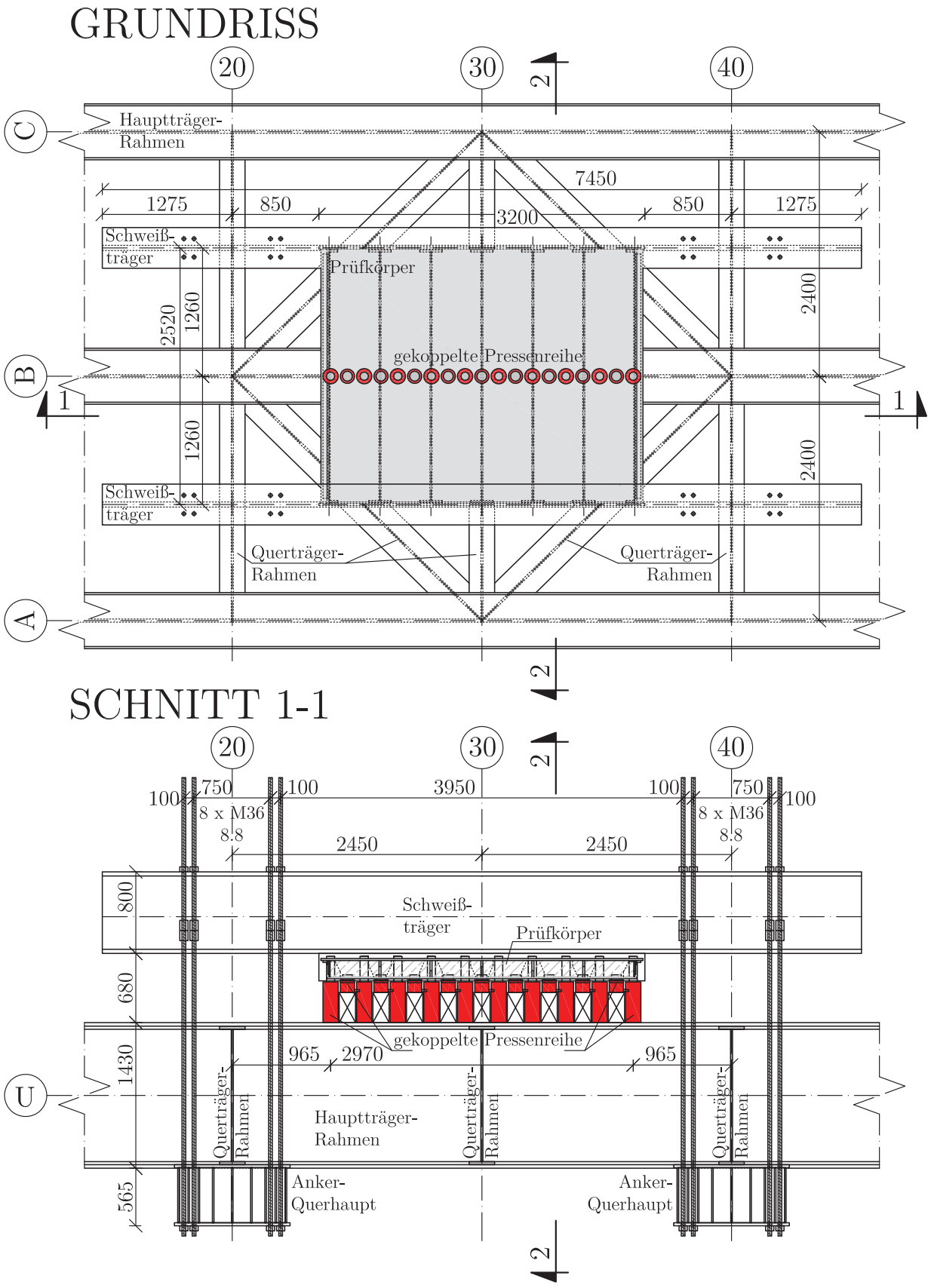


Abbildung 3.9: Versuchsaufbau- Grundris und Schnitt 1-1

3.3.2 Messlayout der Dehnungs- und Verformungsmessungen

Abbildung 3.10 enthält eine Darstellung sämtlicher applizierter Messeinrichtungen während der Labortests. Prinzipiell kommen im gegenständlichen Layout Dehnmesssteifen (DMS) zur Dehnungsmessung und induktive Wegaufnehmer (DT nach dem englischen Ausdruck *Displacement Transducer*) zur Messung der Verformungen zur Anwendung.

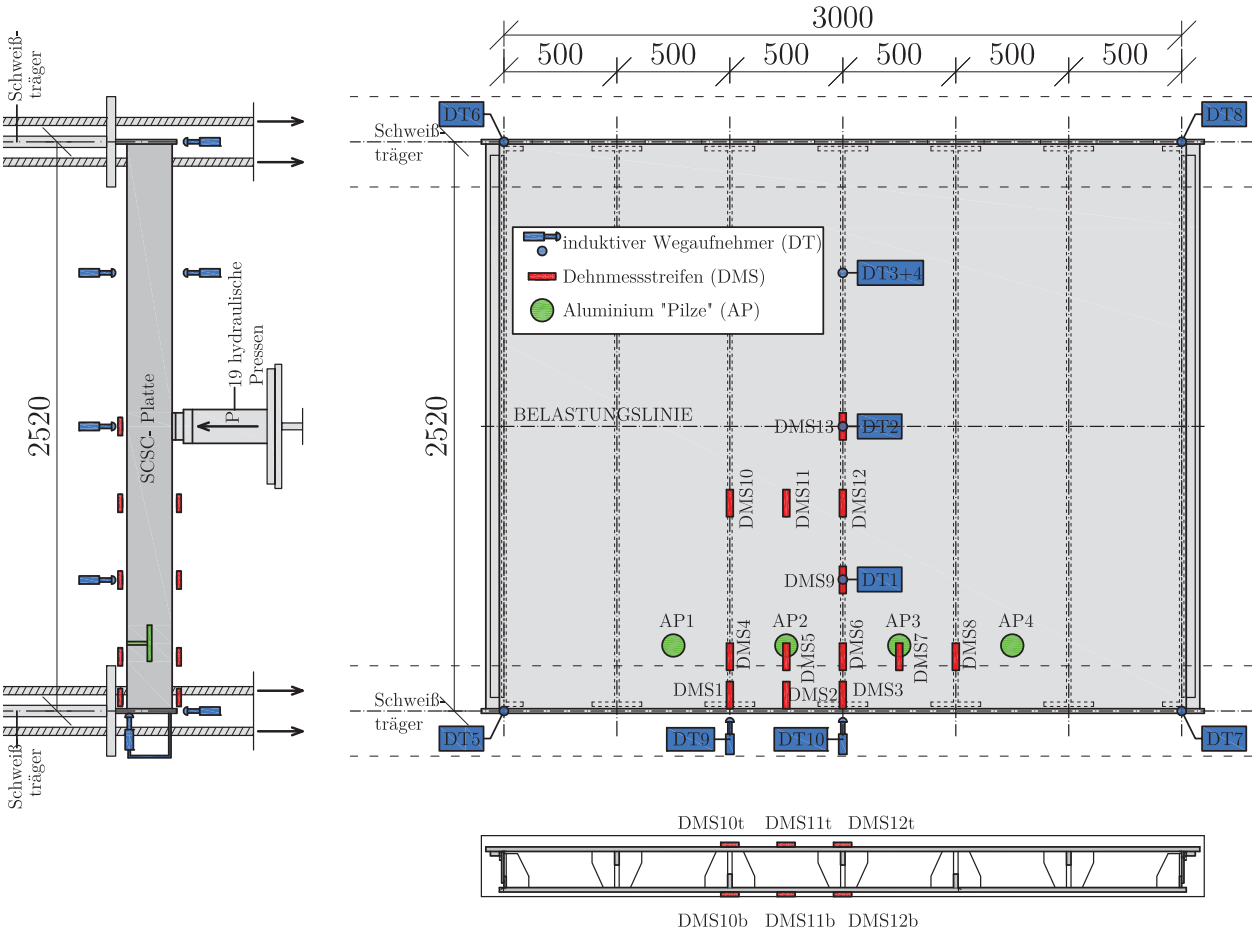
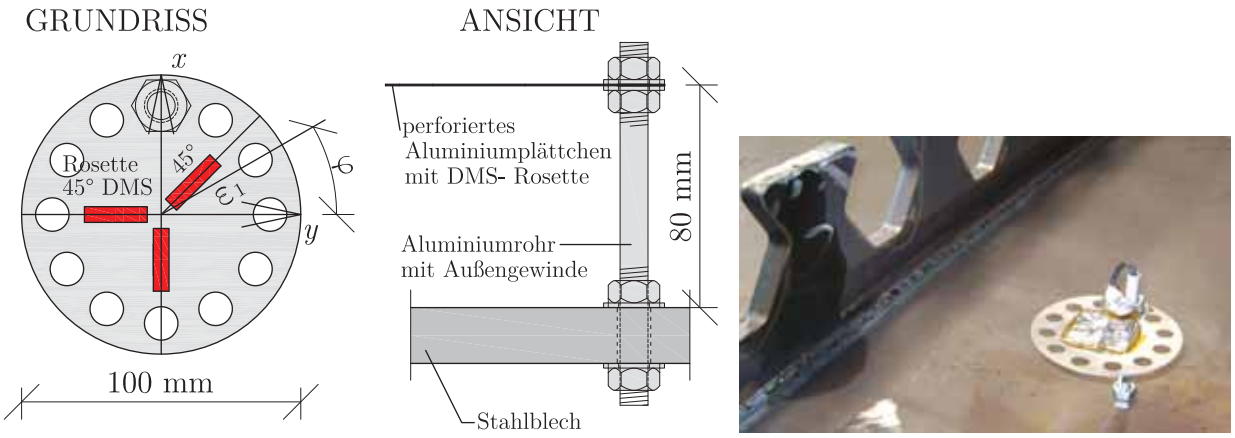


Abbildung 3.10: Anordnung der Messpunkte für Dehnmessstreifen und Wegaufnehmer

Um die Blechdehnungen der außenliegenden Stahlteile entlang der Dübelleisten aufzuzeichnen, sind am oberen, gezogenen Blech 13 DMS (DMS 1t bis DMS 13t) und am unteren, gedrückten Blech 12 DMS (DMS1b bis DMS 12b) appliziert.

Zusätzlich dazu sind vier sogenannte *„Messpilze“* (AP1 bis AP4) im Betonkörper eingelassen. Diese Messpilze sind perforierte, $0,50\,mm$ dicke Aluminiumplättchen mit $100\,mm$ Durchmesser. Diese Plättchen verzahnen sich über deren Löcher mit dem umgebenden Beton und verformen sich so gemeinsam mit diesem. Auf die Plättchen sind 45°DMS- Rosetten mit je drei DMS aufgeklebt. So können punktuell sowohl Richtung als auch Größe der Hauptspannungen in der Mittelebene des Betonkerns ermittelt werden. *Abbildung 3.11* zeigt dieses Element im Detail. In Teilbild (a) ist eine planliche Darstellung und am Teilbild (b) ein Foto des Elements im eingebauten Zustand dargestellt.



(a) Detailzeichnung (b) Foto im eingebauten Zustand

Abbildung 3.11: Messpilz zur Erfassung der Betondehnungen

Nach Kenntnis der Dehnungen der DMS- Rosetten werden die Hauptdehnungen $\varepsilon_{1,2}$, die Hauptspannungen $\sigma_{1,2}$ und der Winkel der Hauptdehnungsrichtung φ nach [Tha06] wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_x}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_y - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{45} - \varepsilon_x)^2} \tag{3.1}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{1-\nu} \cdot \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_x}{2} \pm \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_y - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{45} - \varepsilon_x)^2} \tag{3.2}$$

und für die Hauptspannungsrichtung φ:

$$\tan 2\varphi = \frac{2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_y + \varepsilon_x)}{(\varepsilon_y - \varepsilon_x)} \tag{3.3}$$

Die Verformungsmessungen mit induktiven Wegaufnehmern werden zur Ermittlung der Biegelinie, zur Überprüfung der Entwicklung der Plattendicke während des Versuchs sowie zur Ermittlung des auftretenden Endschlupfs verwendet.

Zur Feststellung der Biegelinie werden vertikal angeordnete, induktive Wegaufnehmer jeweils in den Viertelspunkten der Stützweite eingesetzt (DT1, DT2, DT3). Diese Wegaufnehmer sind dabei am Trägerrost des Prüfrahmens befestigt und messen den Abstand zur Oberfläche des Probekörpers. In diesen Verformungen sind somit auch Anteile aus der Verlängerung der relativ dehnweichen Gewindestangen enthalten. Um die reine Plattendurchbiegung ohne Auflagerverschiebungen aus diesem Nebeneffekt ermitteln zu können, sind daher auch die Verschiebungen der Plattenecken zu erfassen (DT5, DT6, DT7, DT8). Bei der Auswertung der Messwertabellen wird für jede Laststufe je eine Auflagerverschiebung aus dem arithmetischen Mittel der Messwerte von DT5 und DT7 und die jeweils andere Auflagerverschiebung aus dem arithmetischen Mittel der Messwerte von DT6 und DT8 angenommen. Die Differenzen der gemessenen Wege DT1, DT2 und DT3 von der gedachten geraden Verbindungslinie zwischen den so gemittelten Auflagerverschiebungen entsprechen den tatsächlichen Plattendurchbiegungen.

Die Überprüfung der Entwicklung der Plattendicke während des Versuchs erfolgt über die parallele Messung der Vertikalverschiebung an der Plattenober- (DT3) und an der Plattenunterkante (DT4). Diese Messung erfolgt nur in einem Viertelspunkt der Stützweite.

Mit Hilfe der induktiven Wegaufnehmer DT9 und DT10 werden die Differenzverformungen in Richtung der Plattenachse, die sich beim Auflager zwischen oberem und unterem Stahlblech einstellen, aufgezeichnet. Diese Differenzverformungen, der sogenannte Endschlupf, kann als Maß für den Grad der Verdübelung und somit für die Wirksamkeit der jeweiligen Dübelleiste angesehen werden.

3.3.3 Ablauf der Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau der Prüfkörper werden diese zunächst mit den zehn Langhubzylindern vorbelastet. Nach Vorbelastung bis zur maximalen Pressenkraft werden erst die Flachzylinder mit Stellring eingebaut und in den Hydraulikkreislauf integriert. Da die aufgebrachte Gesamtkraft über den Öldruck der Pressen ermittelt wird, ist der Presseneinbau in den Versuchsdiagrammen als „scheinbarer Lasteinbruch“ sichtbar.

Die weitere Belastung der Elemente erfolgt dann kontinuierlich bis zum Maximalwert. Der maximale Hubweg wird durch den Versuchsaufbau begrenzt und liegt in etwa bei $80 - 100\,mm$.

Es wurden nicht alle Probekörper gleich weit belastet. Die Kronendübelleiste Typ A wurde mit etwa $80\,mm$ maximaler Mittendurchbiegung am weitesten belastet, um das Verhalten der Platte im Nachbruchbereich zu erkunden. Die Lochleisten, Typ C und Typ D wurden bis etwa $60\,mm$ Mittendurchbiegung untersucht. Ungefähr ab dieser Biegeordinate ist ein Abfallen des Lastpfades erkennbar. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Tragfähigkeit der Platte erschöpft ist. Typ B, die modifizierte Lochleiste, wurde aus versuchstechnischen Gründen lediglich bis zu einer Mittendurchbiegung von rund $40\,mm$ belastet.

3.4 Öffnung der Prüfkörper zur Freilegung der Betonbruchbilder

Nach Abschluss der Versuche wird der Füllbeton der Probekörper freigelegt, um dessen Bruchbild untersuchen und daraus auf den internen Kräftefluss rückschließen zu können. Die Öffnung der Plattenelemente erfolgt zunächst durch Heraustrennen von rechteckigen „Fenstern“ (Fenster O_1, O_2 und U_1 in *Abbildung 3.12*) aus dem oberen und dem unteren Stahlblech. Die Erkundung der Betonoberflächen innerhalb dieser nachträglichen Freischnitte an der Biegezug- und an der Biegedruckseite gibt Aufschluss über die Betonhauptspannungsverteilung über die Plattenstützweite sowie über die Ausbildung der in *Abschnitt 2.4.1* unterstellten Druckstreben.

Erst nach der vollständigen Untersuchung und Dokumentation der Betonoberflächen innerhalb der beschriebenen „Fenster“ wird ein kompletter Querschnitt der SCSC- Platte (Quer-

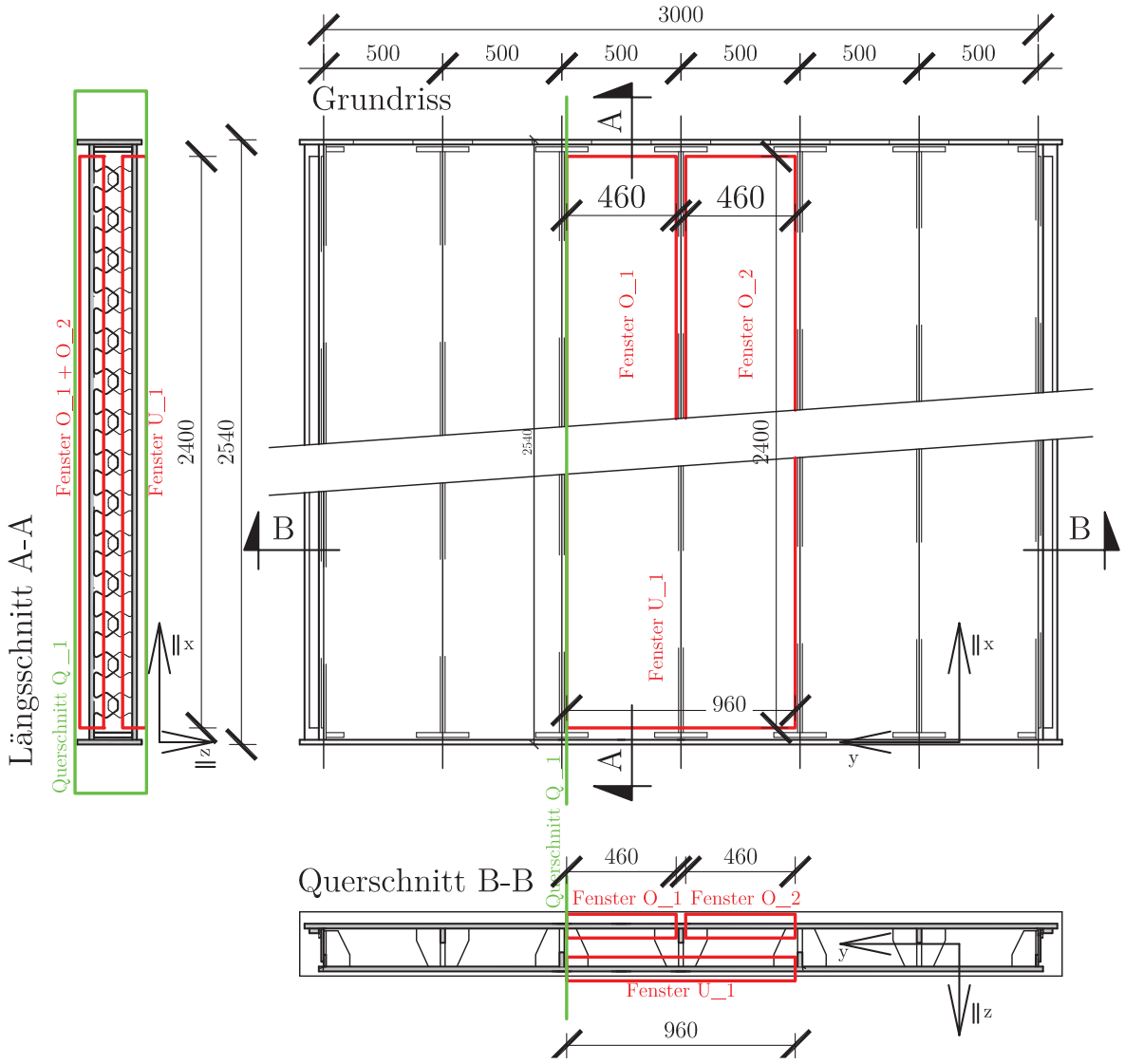


Abbildung 3.12: Schnittführungen zum Freilegen der Beton- Bruchbilder

schnitt Q_1 nach *Abbildung 3.12*) durchgeführt. Dieser Querschnitt zeigt einerseits das Bruchbild in der $x-z$- Ebene und andererseits die freigelegten Dübelleisten und das Betongefüge in den dort hoch beanspruchten Knotenbereichen. *Abbildung 3.12* zeigt die Führung sämtlicher durchgeführter Schnitte.

Technologisch werden die Stahlschnitte mit großen, schienengeführten Trennscheiben durchgeführt. Zur Führung der Querschnitte Q_1 wird der Betonkern selbst mit einer so genannten Wandsäge durchtrennt. Dies ist im Prinzip eine große Kreissäge, die im Regelfall für Schneidarbeiten von Stahlbeton und Mauerwerk, verwendet wird. *Abbildung 3.13* zeigt Aufnahmen der Stahlschnittarbeiten.

(a) Detailaufnahme des Stahlschneidgeräts (b) Aufnahme während des Schneidens

Abbildung 3.13: Stahlschnittarbeiten zur Freilegung des Betonbruchbilds

3.5 Ergebnisse der Labortests und der Bruchbilduntersuchungen

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der Laboruntersuchungen prinzipiell vorgestellt und analysiert. Eine ausführliche Interpretation der eigentlichen Tragwirkung der SCSC- Platte ist nicht Gegenstand dieses Kapitels, sondern folgt im Zuge der rechnerischen Modellbildung in den *Kapiteln 4* und *5*.

3.5.1 Umrechnung der Messwerte zur Berücksichtigung der Herstelltoleranzen

In einem Fertigungsprozess sind Herstelltoleranzen, das heißt Abweichungen von den Planmaßen, unvermeidlich. Durch die Existenz dieser Abweichungen entstehen im Bauteil damit in der Regel Verzerrungen und Spannungen, die von den Werten der „idealen“ statischen Berechnung abweichen. Dieser Tatsache wird in der üblichen Praxis beispielsweise durch den Ansatz von Imperfektionen oder durch die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten Rechnung getragen.

Im vorliegenden Fall ist eine solche Vorgehensweise jedoch nicht zielführend, da in den folgenden Kapiteln mathematische Modelle gefunden werden sollen, die möglichst geringe Abweichungen zu den im Labor gemessenen Werten aufweisen. Damit müssen in den Vergleichen der Versuchsergebnisse mit den Resultaten der mathematischen Modelle neben den tatsächlichen Materialeigenschaften, deren Ermittlung bereits erläutert wurde, auch die realen Ist-Maße unter Berücksichtigung der gebauten Abweichungen herangezogen werden. Dies kann zum einen dadurch erfolgen, dass die ingenieurmäßigen Rechenmodelle anhand der Geometriedaten von Naturmaßaufnahmen ausgewertet werden. Diese Vorgehensweise hat jedoch den entscheidenden Nachteil, dass die Planmaßabweichungen der einzelnen Probekörper des

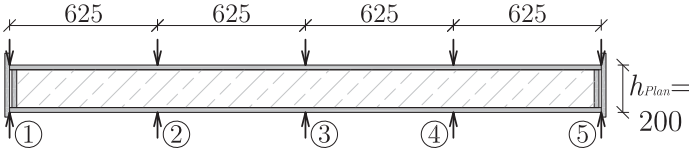
Laborversuchs nicht gleichartig sind und somit keine eindeutige Vergleichbarkeit der Messergebnisse untereinander gegeben ist. Die zweite Möglichkeit der Berücksichtigung von Herstelltoleranzen ist die Ermittlung von Faktoren, mit Hilfe derer die Messwerte des Laborversuchs so umgerechnet werden können, dass sie näherungsweise den Messergebnissen von ideal gebauten, abweichungsfreien Probekörpern entsprechen. Wie sich im Folgenden zeigt, kann diese Vorgehensweise bei Vorliegen derart komplexer Tragmechanismen nur als Näherung angewendet werden. Diese ist aber im Vergleich zu Ergebnisstreuungen, die auf anderen Unschärfen basieren, als hinnehmbar zu werten.

Aus den Maßkontrollblättern aus *Anhang B.1.3* sind die gemessenen Blechdicken der durchgehenden, außen liegenden Deckbleche entnehmbar. In *Tabelle 3.1* sind die daraus entnommenen, arithmetisch gemittelten Dicken t_m zusammengestellt. Die maximale Abweichung von der Solldicke Δt tritt demnach beim Plattentyp B auf und beträgt $\approx +1,9\%$.

		Pos 4		Pos 5		GESAMT
	t_{Plan}	t_m	Δt	t_m	Δt	$\emptyset\Delta t$
	$[mm]$	$[mm]$	$[\%]$	$[mm]$	$[\%]$	$[\%]$
TYP A	20,00	19,86	-0,70	19,88	-0,60	-0,65
TYP B	20,00	20,42	2,06	20,36	1,77	1,91
TYP C	20,00	20,34	1,67	20,3	1,48	1,57
TYP D	20,00	20,25	1,23	20,16	0,79	1,01

Tabelle 3.1: Durchschnittliche Blechdickenabweichungen der Probekörper

Mit den, bereits in *Abschnitt 3.2.4* angesprochenen Messungen der Plattendicken nach der, in *Abschnitt 3.4* beschriebenen, Durchführung des Querschnitts werden die Gesamtplattendicken an fünf Punkten pro Probekörper ermittelt. *Abbildung 3.14* zeigt eine Zusammenstellung der Messwerte und der daraus resultierenden mittleren Plattendicken h_m.



	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_m
Typ A	204	212	214	230	215	*215*
Typ B	203	209	212	209	203	*207*
Typ C	204	207	208	208	203	*206*
Typ D	215	215	215	215	213	*215*
	[mm]	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*

Abbildung 3.14: Messwerte der Plattendicken am durchgeführten Querschnitt

Nun können Grenzwertbetrachtungen zur Abschätzung der Einflüsse der verschiedenen Maßabweichungen auf Verformungen, Verzerrungen und Spannungen durchgeführt werden. Dazu

werden drei Grenzfälle untersucht:

- ein homogener Rechteckquerschnitt als absolut oberster Grenzwert (QS *"RE"*)
- ein Zweipunktquerschnitt mit starrem Verbund als realistischer oberer Grenzwert (QS *"ZP"*)
- zwei verbundlos aufeinandergelegte Blechquerschnitte als unterster Grenzwert (QS *"VL"*)

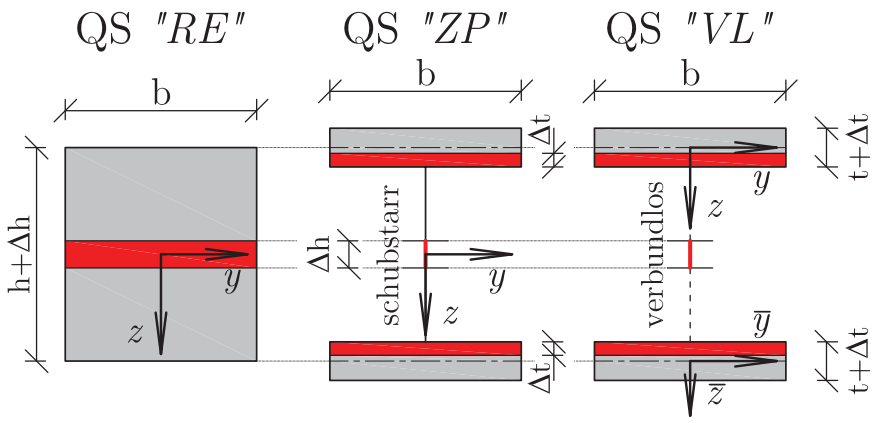


Abbildung 3.15: Querschnitte für die Grenzwertbetrachtung

In *Abbildung 3.15* sind diese drei Querschnitte inklusive der notwendigen Abmessungen definiert. Die Variable h ist hier als Planmaß und Δh als Planmaßabweichung der Höhe zu verstehen. Die eingetragene Höhe $h + \Delta h$ aus *Abbildung 3.15* entspricht also den Werten h_m aus *Abbildung 3.14*. In gleicher Art und Weise entspricht die Dicke $t + \Delta t$ den mittleren gemessenen Blechdicken t_m aus *Tabelle 3.1*. Es werden vorab die folgenden Abkürzungen vereinbart:

Unter der Annahme, dass die Querschnittswerte über die Stablänge konstant sind, kann der Verlauf der Biegelinie durch die folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$w(x) = P \cdot \Omega(x) \cdot \frac{1}{A_{zz}} \tag{3.4}$$

Zur Beschreibung des Verlaufs der Normalspannungen entlang der äußeren Randfaser wird die folgende Beziehung angeschrieben:

$$\sigma(x) = P \cdot \zeta(x) \cdot \frac{z}{A_{zz}} \tag{3.5}$$

Die Faktoren $\Omega(x)$ und $\zeta(x)$ sind abhängig von der Stelle x, der Stützweite, der Belastung und dem E- Modul des Materials, für die folgenden Betrachtungen jedoch nicht weiter von Interesse.

Zuerst wird als absolut oberster Grenzwert des möglichen Einflusses der Rechtecksquerschnitt QS *"RE"* untersucht.

$$A_{zz,plan} = \frac{bh^3}{12} \tag{3.6}$$

$$A_{zz} = A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{h + \Delta h}{h}\right)^3 \tag{3.7}$$

Für die vertikale Durchbiegung gilt

$$w(x) = P \cdot \frac{\Omega(x)}{A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^3}$$

umgeformt für P

$$P = \frac{w(x)}{\Omega(x)} \cdot A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^3 \tag{3.8}$$

Für die Randnormalspannung gilt

$$\sigma(x) = P \cdot \frac{\zeta(x)}{A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^2} \cdot \frac{h}{2}$$

umgeformt für P

$$P = \frac{2\sigma(x)}{h\zeta(x)} \cdot A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^2 \tag{3.9}$$

Die Biegesteifigkeit des hier untersuchten Bauteils wird mit der Modellvorstellung eines Rechtecksquerschnitts aus einem homogenen und isotropen Material sehr stark überschätzt. Werden die Eigenbiegesteifigkeiten der Dübelleisten vernachlässigt, entspricht die SCSC-Platte viel eher einem Zweipunktquerschnitt. Die außen liegenden Deckbleche haben die Eigenschaft einer Fläche, während deren Eigenträgheitsmoment vernachlässigbar gering ist. Im Falle der SCSC- Platte sind die zwei Flächen jedoch im Gegensatz zum Zweipunktquerschnitt nicht schubstarr gekoppelt. Daher lässt auch die folgende vereinfachte Betrachtung der Verhältnisse erwarten, dass die resultierenden Einflüsse der Herstelltoleranzen Abschätzungen der oberen Grenzwerte ergeben.

$$A_{zz,plan} = A_G \cdot h^2 \text{ mit } A_G = b \cdot t \tag{3.10}$$

$$A_{zz} = A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right) \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^2 \tag{3.11}$$

Für die vertikale Durchbiegung gilt

$$w(x) = P \cdot \frac{\Omega(x)}{A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right) \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^2}$$

umgeformt für P

$$P = \frac{w(x)}{\Omega(x)} \cdot A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right) \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^2 \tag{3.12}$$

Für die Randnormalspannung gilt

$$\sigma(x) = P \cdot \frac{\zeta(x)}{A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right) \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)} \cdot \frac{h}{2}$$

umgeformt für P

$$P = \frac{2\sigma(x)}{h\zeta(x)} \cdot A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right) \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right) \tag{3.13}$$

Zuletzt soll der untere Grenzwert der möglichen Einflüsse bestimmt werden. Dazu wird die Schubsteifigkeit zur Kopplung der außen liegenden Bleche gleich Null gesetzt. Damit kann das Eigenträgheitsmoment dieser Bleche jedoch nicht mehr vernachlässigt werden. Der Einfluss der Höhenabweichung Δh verschwindet bei dieser Grenzwertbetrachtung.

$$A_{zz,plan} = \frac{bt^3}{6} \tag{3.14}$$

$$A_{zz} = A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right)^3 \tag{3.15}$$

Für die vertikale Durchbiegung gilt

$$w(x) = P \cdot \frac{\Omega(x)}{A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right)^3}$$

umgeformt für P

$$P = \frac{w(x)}{\Omega(x)} \cdot A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right)^3 \tag{3.16}$$

Für die Randnormalspannung gilt

$$\sigma(x) = P \cdot \frac{\zeta(x)}{A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right)^2} \cdot \frac{t}{2}$$

umgeformt für P

$$P = \frac{2\sigma(x)}{t\zeta(x)} \cdot A_{zz,plan} \cdot \left(\frac{t+\Delta t}{t}\right)^2 \tag{3.17}$$

Die Gleichungen (3.8), (3.12) und (3.16) sowie die Gleichungen (3.9), (3.13) und (3.17) lassen erkennen, dass die Grenzwertbetrachtungen durch eine Variation der Potenzen n_t und n_h des Ausdrucks

$$\left(\frac{t+\Delta t}{t}\right)^{n_t} \cdot \left(\frac{h+\Delta h}{h}\right)^{n_h}$$

formulieren lassen. In *Tabelle 3.3* sind alle möglichen Kombinationen der Potenzzahlen nochmals übersichtlich zusammengefasst.

	$P = f(w)$		$P = f(\sigma)$		
	n_t	n_h	n_t	n_h	
QS „*RE*“	0	3	0	2	Maximalwert
QS “*ZP*“	1	2	1	1	oberer Grenzwert
QS “*VL*“	3	0	2	0	unterer Grenzwert

Tabelle 3.2: Zusammenstellung der Grenzwerte der Potenzzahlen der Toleranzanpassungsfaktoren

In [Fra12b] ist der Einfluss der Gesamtplattendicke im Rahmen von Finite Elemente- Studien untersucht. Dazu wird für den Plattentyp C, zusätzlich zum Modell mit Planmaßen, je ein Modell mit einer Gesamtdicke von 206 mm und ein Modell mit einer Gesamtdicke von 220 mm ausgewertet und anhand der Ergebnisse verglichen. *Abbildung 3.16* zeigt einen Ausschnitt eines dieser FE- Modelle.

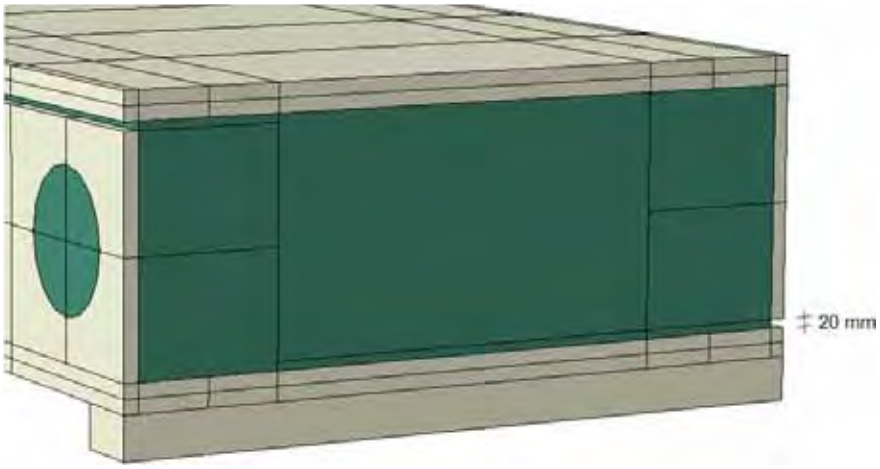


Abbildung 3.16: höhenmodifiziertes FE- Modell zur Ermittlung der rechenrischen Toleranzanpassungsfaktoren [Fra12b]

Die Berechnung und Auswertung der Ergebnisse ergibt nach [Fra12b] die folgenden Faktoren:

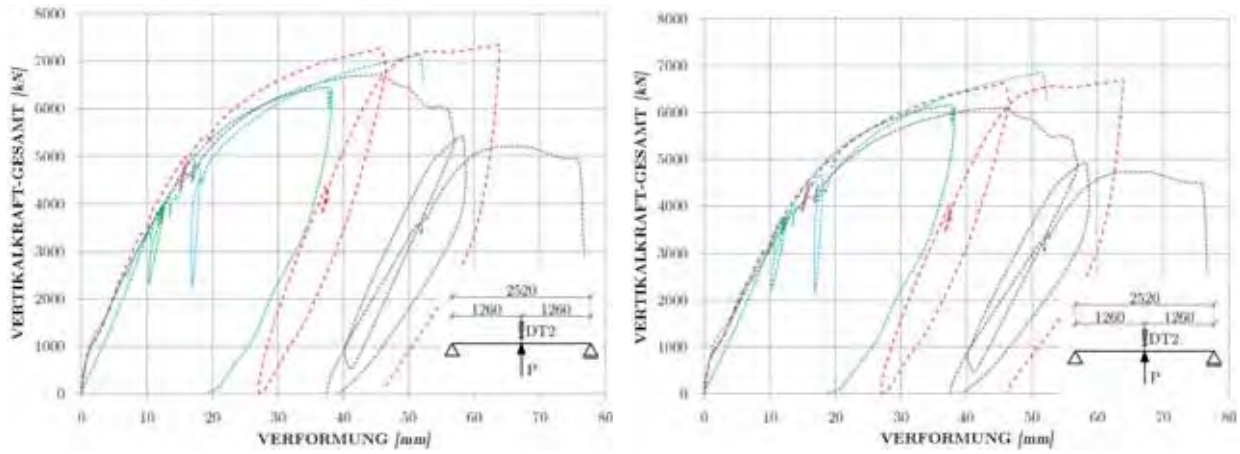
	$P = f(w)$		$P = f(\sigma)$	
	$\emptyset\Delta F$	n_h	$\emptyset\Delta F$	n_h
	[%]	[−]	[%]	[−]
Modell $h = 206\,mm$	4	1,37	≈ 0	≤ 1
Modell $h = 220\,mm$	14	1,33	≈ 0	≤ 1

Tabelle 3.3: Zusammenstellung der mit FE ermittelten Toleranzanpassungsfaktoren

Der Einfluss einer abweichenden Bauhöhe auf die Ergebnisse der Durchbiegungen kann also zufolge der FE- Analyse mit einer Potenzzahl von $n_h \approx 1,35$ abgeschätzt werden. Dieser Wert liegt zwischen den Grenzwerten 0 und 2 aus *Tabelle 3.3* und ist somit plausibilisiert. Der Einfluss auf die Ergebnisse der Spannungen und Dehnungen ist vernachlässigbar gering und nach *Tabelle 3.3* mit einer Potenzzahl von $n_{h,max} = 1$ nach oben hin begrenzt. Auf eine Studie zum Einfluss der Blechdickentoleranzen wurde im Zuge von [Fra12b] verzichtet. Da die gemessenen Blechdickenabweichungen der getesteten Probekörper durchwegs kleiner als zwei Prozent sind ist daraus im gegenständlichen Fall kein merkbarer Einfluss auf die Ergebnisse zu erwarten.

In sämtlichen nachfolgenden Verlaufsdiagrammen der vorliegendenen Arbeit ist, in Anlehnung an die oben beschriebenen Erkenntnisse die folgende Vorgehensweise eingehalten:

- In den Kraft- Durchbiegungsdiagrammen sind die gemessenen Kräfte aus dem Versuch durch Division durch den Faktor $\left(\frac{h_m}{h_{Plan}}\right)^{1,35}$ reduziert.
- In den Kraft- Spannungs- und Kraft- Dehnungsdiagrammen sind die gemessenen Kräfte aus dem Versuch auf Grund des sehr geringen Einflusses auf die Ergebnisse nicht reduziert.
- Die gemessenen Dicken der außen liegenden Stahlbleche weichen maximal um 2% von den Soll- Werten ab. Daher erfolgt keine Anpassung der Versuchsmesswerte zur Berücksichtigung dieser Toleranzen.



(a) Kraft- Mittendurchbiegung, unbereinigt (b) Kraft- Mittendurchbiegung, bereinigt

Abbildung 3.17: grafische Darstellung des Effekts der Bauhöhenbereinigung

Die so, näherungsweise in Ergebnisse von Probekörpern mit Planmaßen umgerechneten Ergebnisse werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit als „bauhöhenbereinigte“ Versuchsergebnisse bezeichnet. *Abbildung 3.17* verdeutlicht grafisch die Auswirkung der Bauhöhenbereinigung bei der Auswertung der Kraft- Mittendurchbiegungslinien der vier Laborversuche. In Teilbild (a), also den unbereinigten Verläufen ist $n_h = 0$ gesetzt. In Teilbild (b) ist der Anpassungsfaktor $n_h = 1,35$ angewendet. Wie deutlich zu erkennen ist, nimmt durch die

Bereinigung die Streuweite der Ergebnisse deutlich ab. Die Zuordnung der Linien zu den einzelnen Plattentypen ist äquivalent zur Darstellung in *Abbildung 3.18*. In *Abbildung 3.17* wird bewusst auf zusätzliche Erläuterungen im Diagrammfeld zu Gunsten der Beurteilbarkeit des Effekts der Bauhöhenbereinigung verzichtet.

3.5.2 Darstellung ausgewählter, bereinigter Messwertverläufe

Zunächst erfolgt eine Gegenüberstellung der Vertikalverschiebungsmessungen während der Versuche. Stellvertretend sind in *Abbildung 3.18* die Kraft- Verschiebungsverläufe des induktiven Wegaufnehmers DT2 in Feldmitte gezeigt.

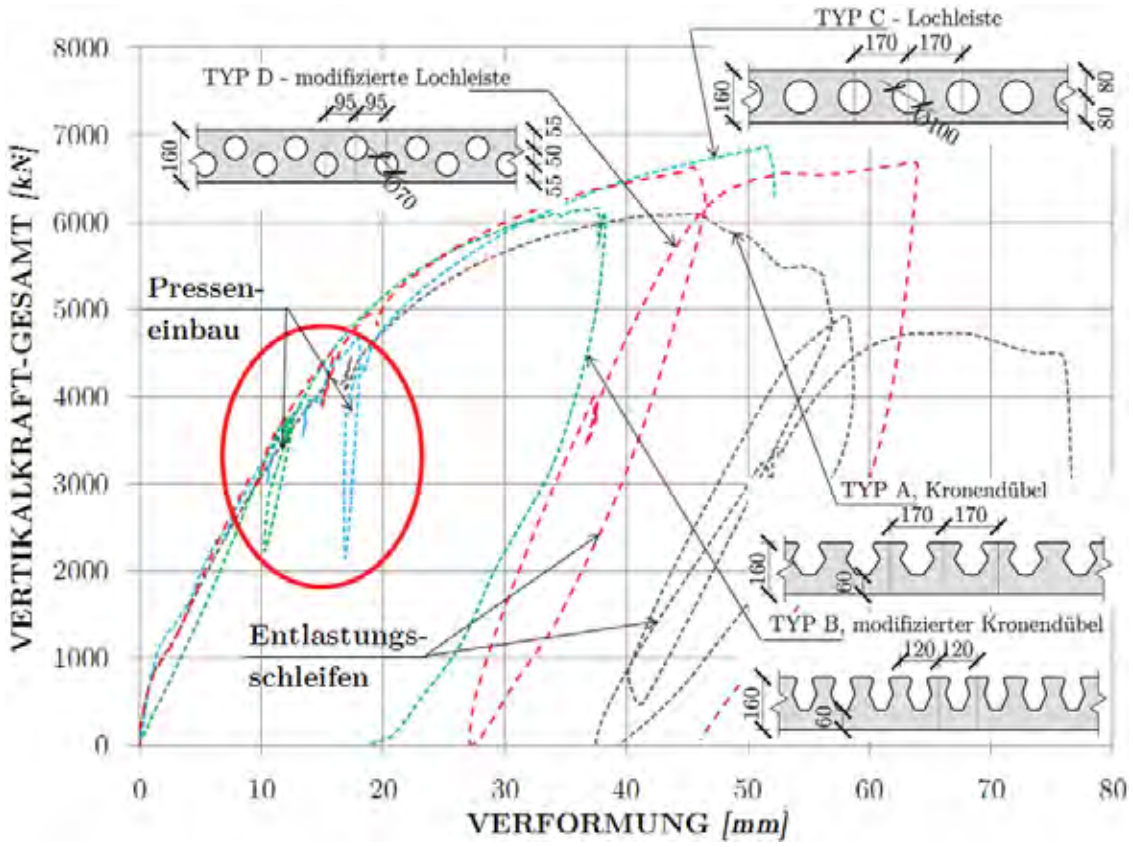


Abbildung 3.18: Vergleich der Kraft- Durchbiegungsverläufe in Feldmitte

Die vier dargestellten Graphen stellen die während des Versuchs aufgezeichneten und im Anschluss nach *Abschnitt 3.5.1* bauhöhenbereinigten Funktionen der Durchbiegung in Feldmitte in Abhängigkeit der insgesamt auf den Probekörper aufgebrachten Vertikalkraft dar.

Es ist zu erkennen, dass das Durchbiegungsverhalten der Platten im elastischen, das heißt im näherungsweise als linear interpretierbaren, Bereich der Funktionen bis etwa $4000 - 5000\,kN$ Auflast nahezu ident ist. Die Platte des Typs B zeigt ein fast rein linear elastisches Verhalten während die anderen Plattentypen bis zu einer Auflast von rund $1000\,kN$ eine etwas höhere Steifigkeit aufweisen. Dies kann damit begründet werden, dass die Platte des Typs B im

Vorfeld durch einige Versuche vorbelastet wurde und somit bereits sämtliche Faktoren wie die Haftung des Betons an Stahlteilen oder der rissfreie Zustand des Betonkörpers überwunden wurden. All diese Effekte wirken versteifend, deren Verlust ist aber irreversibel und daher in Berechnungsmodellen nicht ansetzbar. Damit sind die anfänglich größeren Steifigkeiten auch nicht in die Interpretation der Ergebnisse mit einzubeziehen. Aus *Abschnitt 3.2.5* geht hervor, dass die Schnittgrößen, die in etwa jenen Schnittgrößen entsprechen, die bei einer realen Konstruktion im Zustand der Tragfähigkeit anzusetzen sind, bei einer Gesamtauflast von rund $2000\,kN$ entstehen. Dieser Punkt liegt für alle getesteten Plattentypen jedenfalls im näherungsweise als linear elastisch interpretierbaren Bereich.

Im plastischen, das heißt im gekrümmten Bereich der Funktionen zeichnet sich der Trend ab, dass die Plattentypen C und D, also jene mit Lochleisten, eine höhere Tragreserve aufweisen. Die Traglast des Plattentyps A liegt bei rund $6100\,kN$ Auflast und $45\,mm$ Durchbiegung. Bei den Plattentypen C und D sind bei diesem Durchbiegungsniveau jedoch noch deutliche Reserven vorhanden. Deren Traglast liegt rund bei $7000\,kN$ Auflast und $65\,mm$ Durchbiegung. Zudem ist gut erkennbar, dass die Arbeitslinie des Plattentyps A nach Überschreiten der Traglast deutlich stärker abfällt, als jene der Plattentypen C und D. Somit kann festgehalten werden, dass die Plattentypen mit Lochleisten, zusätzlich zur etwas höheren Tragfähigkeit, vor allem ein duktileres Verhalten aufweisen als die Plattentypen mit Kronendübeln.

Die zufolge des Einbaus der zusätzlichen Pressen entstehenden „scheinbaren Belastungseinbrüche“, die durch den Einbau der zusätzlichen neun Flachpressen bei einem Belastungsniveau von rund $4000\,kN$ erfolgt und bereits in *Abschnitt 3.3.3* erklärt wurden, sind in der Abbildung gekennzeichnet. Weiters sind bei den Graphen der Platten, Typ A und D so genannte Entlastungsschleifen erkennbar. Diese Hystereseschleifen entstehen durch das vollständige Entlasten des bereits plastisch verformten Probekörpers, um zusätzliche Futterplatten zwischen den Pressen und dem Versuchskörper einzubauen. Dies ist für Untersuchungen des Nachbruchbereichs durch die Limitierung der möglichen Pressenwege notwendig, da mit dieser Maßnahme der Hubweg des Biegeversuchs nahezu beliebig vergrößert werden kann.

Die Effekte aus der erhöhten Anfangssteifigkeit, aus dem Presseneinbau und aus der Hubwegvergrößerung durch Entlastung können im Rahmen einer „Idealisierung“ des Graphen unberücksichtigt bleiben. *Abbildung 3.19* zeigt diese Vorgehensweise exemplarisch für das Kraft- Weg- Diagramm der Mittendurchbiegung von Plattentyp A. Der Zusammenhang zwischen der Verformung und der Kraft wird dabei bis zu einer gesamten Vertikalbelastung von rund $4500\,kN$ linear angenommen. Wird die Verformung weiter gesteigert, geht die Kurve in den Verfestigungsbereich über, in dem die Steifigkeit bis zur Traglast kontinuierlich abnimmt. Nach der Überschreitung der Traglast nimmt die aufnehmbare Vertikalkraft mit zunehmender Verformung ab. Diesen Bereich von Arbeitslinien nennt man Nachbruchbereich oder auch Entfestigungsbereich.

Eine derartige „Idealisierung“ wäre für alle Messwertverläufe denkbar, wird im Zuge der vorliegenden Arbeit jedoch nicht weiter angewendet. Die Gründe dafür sind zum einen die schwierige Automatisierbarkeit dieses Prozesses, die gepaart mit der Vielzahl an Messdaten einen unverhältnismäßig hohen Zeitaufwand bedeuten würde und zum anderen der Qualitätsverlust der Messdaten. Wie aus *Abbildung 3.19* bereits ersichtlich ist, müssen gewisse Punkte, wie beispielsweise das Ende des linear elastischen Bereichs oder der Kurvenverlauf

im Nachbruchbereich abgeschätzt werden. Die Wahl dieser Punkte obliegt also jenem, der die Kurvenglättung durchführt und kann somit nicht eindeutig objektiv erfolgen. Daher erfüllt der Verzicht auf derartige Glättungen aus der Sicht des Verfassers eher den Anspruch an eine wissenschaftlich exakte Arbeit.

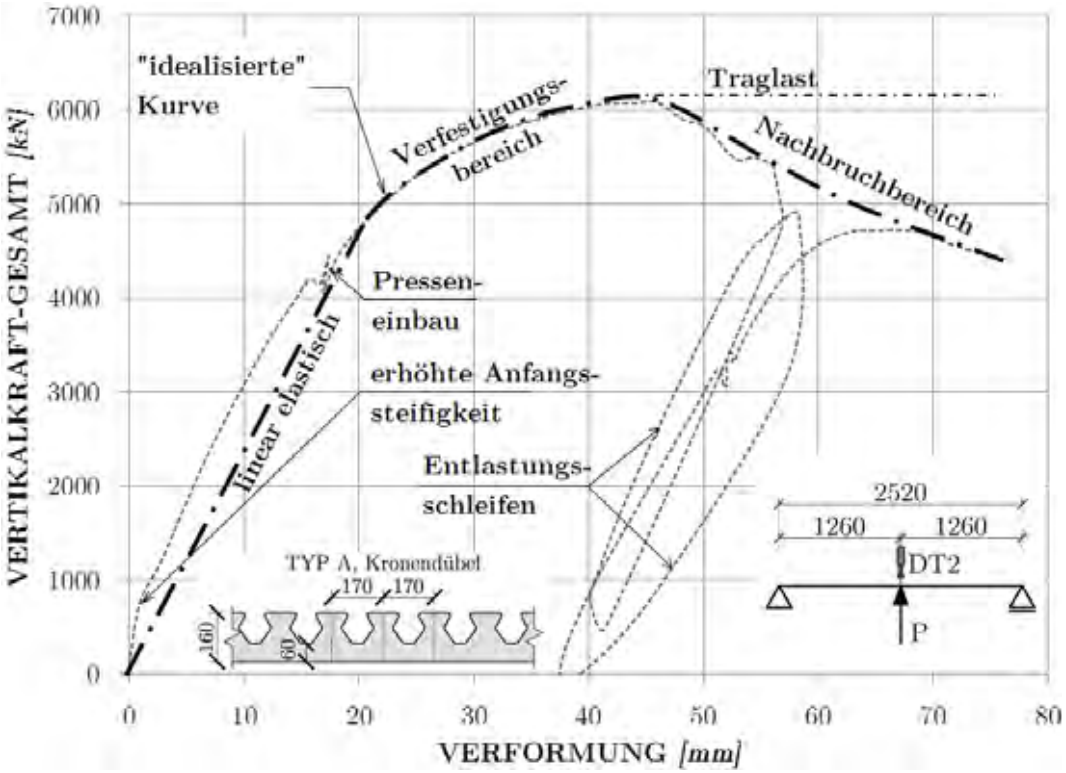


Abbildung 3.19: „Idealisierung“ der Kraft- Durchbiegungsverläufe am Beispiel von Typ A

In *Abbildung 3.20* sind die Verläufe des Endschlupfs der vier Plattentypen exemplarisch anhand der Ergebnisse des Wegaufnehmers DT9 über der gesamten Versuchskraft aufgetragen. Zusätzlich dazu sind im Diagramm die Grenzwertbetrachtungen „ohne Verbund“ und „starrer Verbund“ als dunkelblaue, strichpunktierte Linien zu erkennen. Die Linie für den Starrverbund fällt mit der y- Achse des Diagramms zusammen, da in diesem Fall definitionsgemäß kein Endschlupf auftritt. Die Linie „ohne Verbund“ wird nach dem System aus *Abbildung 3.21* für den Bruttoquerschnitt ohne Abzug der Dübelleistenausnehmungen ermittelt.

Der Endtangentendrehwinkel, hier mit Φ bezeichnet, wird nach (3.18) berechnet.

$$\Phi = P \cdot \frac{l^2}{16EA_{zz}} = P \cdot \frac{252^2}{16 \cdot 21000 \cdot 2984} = 6,33E-5 \tag{3.18}$$

Der Schwerpunktabstand zwischen dem oberen und dem unteren Stahlquerschnitt beträgt nach *Abbildung 3.21* $e = 155\,mm$. Somit kann der Endschlupf in Abhängigkeit der Belastung P angegeben werden:

$$\delta = e \cdot \sin(\Phi) = P \cdot 0,0098 \tag{3.19}$$

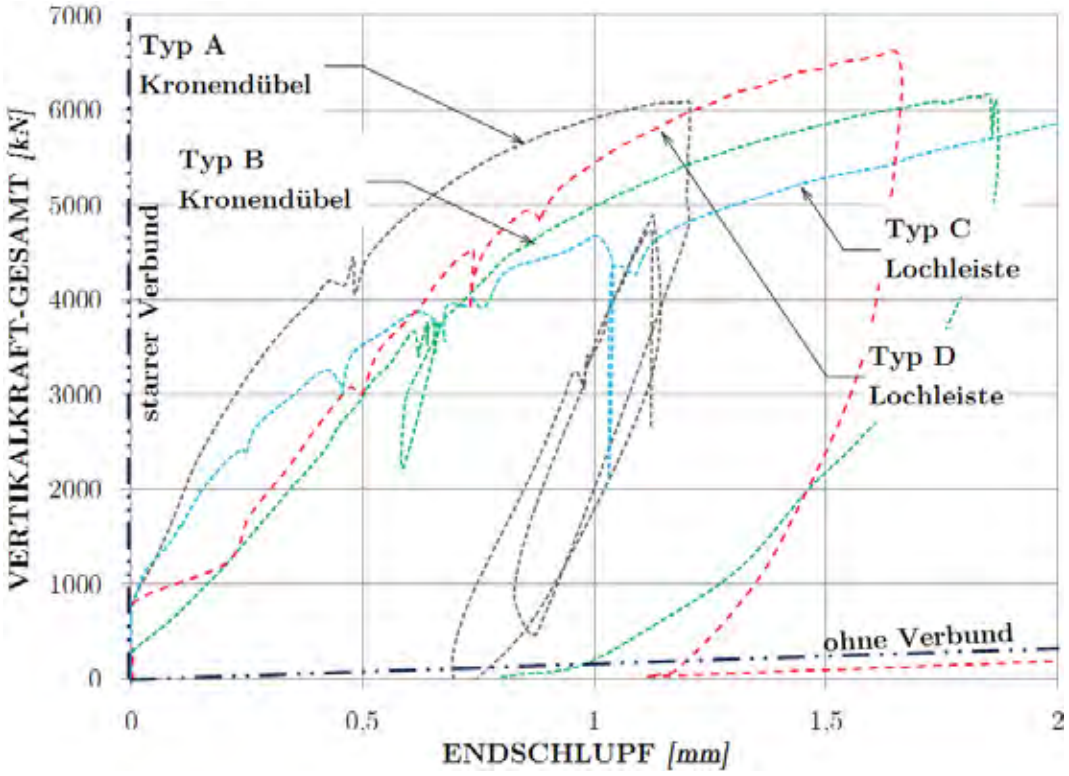


Abbildung 3.20: Vergleich der Kraft- Endschlupfverläufe bei Wegaufnehmer DT9

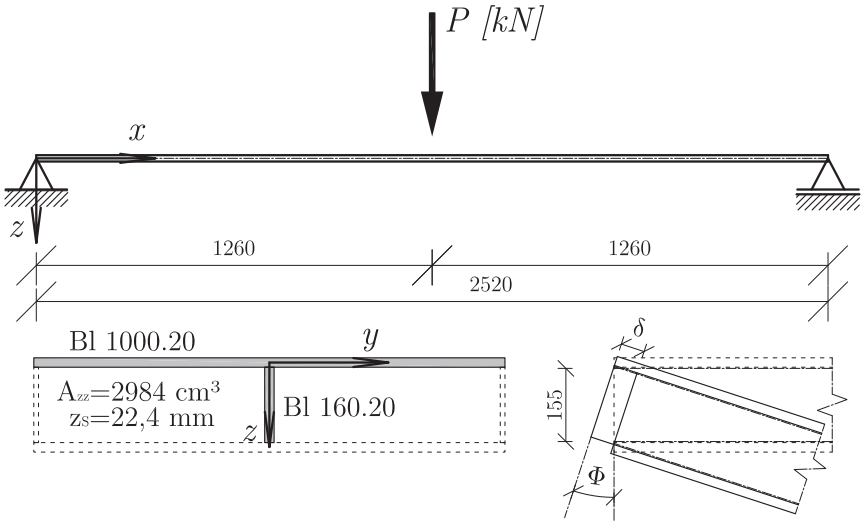


Abbildung 3.21: System und Querschnitt zur Ermittlung des Maximalschlupfs

Die Auflast für einen verbundlosen Endschlupf von $\delta = 2\,mm$ wird durch Einsetzen in (3.19) zu $P = 204\,kN$ ermittelt. Damit kann die Gerade „ohne Verbund“ in *Abbildung 3.20* konstruiert werden. Gleichartige Auswertungen für Nettoquerschnitte, bei denen die Ausnehmungen der Dübelleisten in der Querschnittswertberechnung berücksichtigt werden, ergeben noch flacher geneigte Geraden. Aus dem Steigungswinkel der vier Messwertgraphen in *Abbildung 3.20* kann herausgelesen werden, dass die Schubkopplung der außen liegenden Stahlteile

näher am starren Verbund als an der verbundlosen Konstruktion liegt. Dennoch wird durch die Größenordnung des auftretenden Endschlupfs klar, dass für die SCSC- Platte eine Berechnung mit starrem Verbund keine hinreichende Näherung der tatsächlichen Tragfunktion ist.

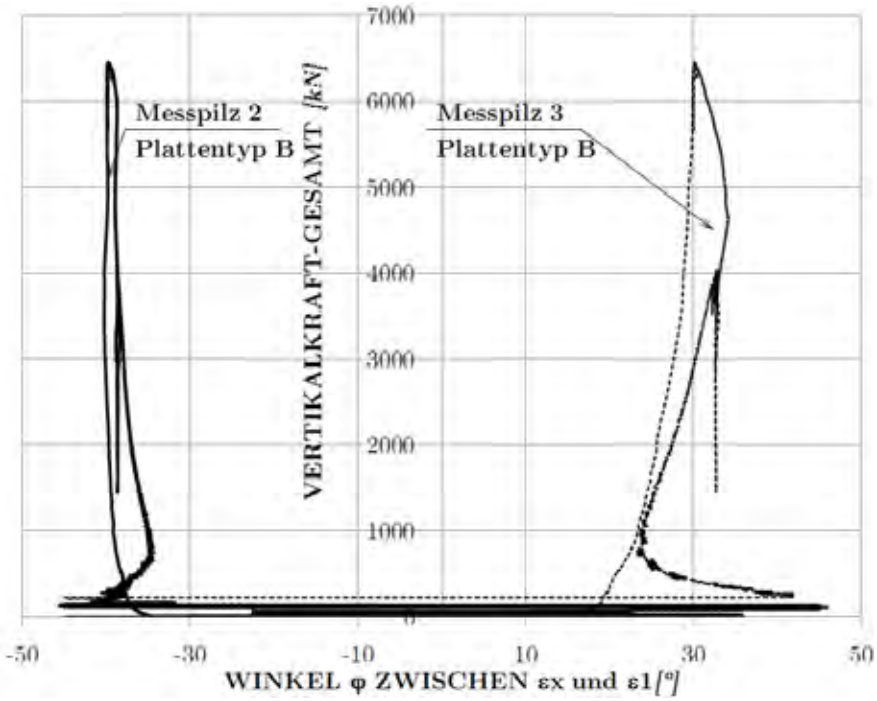


Abbildung 3.22: Ergebnisverläufe der Messpilze 2 und 3, Typ B

Die Auswertung der Ergebnisverläufe der Messpilze gestaltet sich schwierig, da durch das Herstellen des Betonkerns einige DMS oder deren Verkabelung beschädigt wurden. Die Berechnung der Winkel φ der ersten Hauptspannung nach (3.3) ergibt jedoch schon falsche Werte, sobald nur eine der drei DMS der Rosette unrichtige oder keine Ergebnisse liefert. Somit ist wenig Datenmaterial zur Abschätzung der Betonhauptspannungen vorhanden. *Abbildung 3.22* zeigt eine Darstellung der qualitativ besten dieser Messwertverläufe. Es handelt sich um die Verläufe von φ nach (3.3), also dem Winkel zwischen einer Parallelen zur Lagerachse oder y- Achse und der ersten Hauptspannung. Die erste Hauptspannung ist als Maximalspannung, also als Hauptzugspannung definiert. Die gesuchte Hauptdruckspannung steht im rechten Winkel auf die Hauptzugspannung. Daher ist φ auch gleich dem Winkel, der zwischen der Hauptdruckspannung und der x- Achse, also der Plattenlängsachse eingeschlossen wird. Aus *Abbildung 3.22* kann somit der Winkel zwischen Druckstreben und Plattenlängsachse auf einen Bereich von $30 - 45°$ eingegrenzt werden.

3.5.3 Darstellung und Interpretation der Rissbilder

Im folgenden Abschnitt werden die freigelegten Rissbilder des Füllbetonkörpers sowie die Bilder der freigelegten Stahldübelleisten vorgestellt und kurz beschrieben. Dazu sind sämtliche Ergebnisse in den *Abbildungen 3.23* bis *3.26* dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass

in den Teilbildern (a) bis (c) nur jeweils die aussagekräftigere der beiden Symmetriehälften des jeweiligen Plattenelements dargestellt ist. Der untere Bildrand der Teilbilder (a) und (b), beziehungsweise der rechte Bildrand der Teilbilder (c) stellt immer den Auflagerbereich und der obere Bildrand von (a) und (b), beziehungsweise der linke Bildrand von (c) die Feldmitte, also den Lasteinleitungsbereich des jeweiligen Probekörpers dar. Die Teilbilder (d) beinhalten jeweils die gesamte Breite des Probekörpers.

(a) Rissbild auf der Druckseite

(b) Rissbild auf der Zugseite

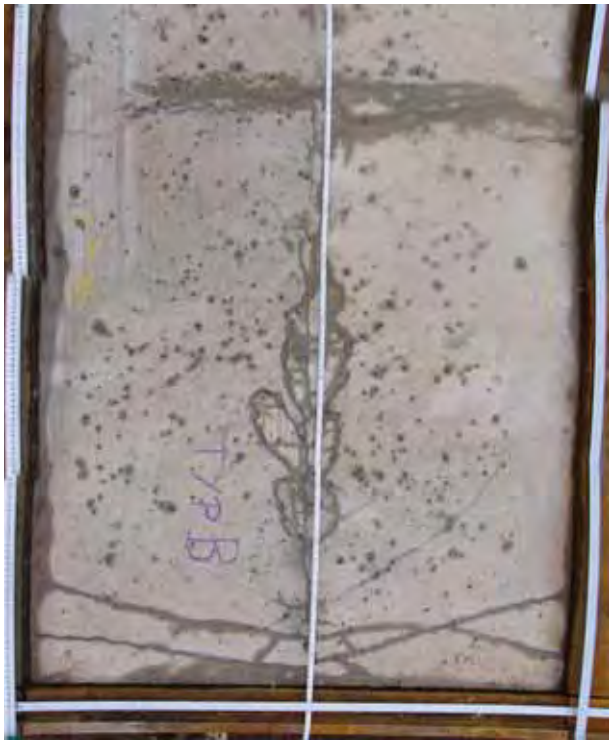
(c) Rissbild im Querschnitt

(d) freigelegte Stahldübelleiste

Abbildung 3.23: Darstellung der Rissbilder des Plattentyps A

Mit Hilfe der Risse im Beton, die immer normal auf die Hauptzugspannungen stehen, werden

die Richtungen der Hauptdruckspannungen sichtbar. Da die in *Kapitel 2.4.1* prinzipiell dargelegten Druckdiagonalen im Betonkern parallel zu den Hauptdruckspannungen verlaufen müssen, kann davon ausgegangen werden, dass diese Druckdiagonalen parallel zu den Rissen sind. Somit kann durch die Analyse der Rissbilder das angenommene Tragmodell überprüft werden.



(a) Rissbild auf der Druckseite

(b) Rissbild auf der Zugseite

(c) Rissbild im Querschnitt

(d) freigelegte Stahldübelleiste

Abbildung 3.24: Darstellung der Rissbilder des Plattentyps B

Das Plattenelement des Typs A wurde mit einer maximalen Biegeordinate von rund 80 *mm* am stärksten verformt. Daher ist in *Abbildung 3.23* auch die ausgeprägteste Rissbildung zu beobachten. Vor allem auf der Druckseite in Teilbild (a) ist eine massive Zerstörung des Betongefüges erkennbar. Hier sind sowohl Risse erkennbar, die parallel zur Richtung der

erwarteten Druckdiagonalen liegen, als auch solche, die normal auf diese Richtung stehen. Dies lässt auf ein bereits eingetretenes Druckversagen des Kernbetons schließen. Das Rissbild der Zugseite passt gut mit dem erwarteten Tragmechanismus zusammen. Es fällt auf, dass der Winkel zwischen Rissen und Tragrichtung zur Plattenmitte hin zunimmt. Dies deutet auf eine Überlagerung der erwarteten Ausbildung der Druckdiagonalen mit der Wirkung einer erzwungenen Biegung des Betonkerns hin. Im Querschnitt sind deutlich schräge Risse erkennbar, die zum Auflager hin verlaufen und an Schubrisse, wie man sie aus dem Betonbau kennt, erinnern. Somit ist davon auszugehen, dass sich der Betonkern in einer noch zu definierenden Art und Weise am vertikalen Lastabtrag beteiligt. Das Teilbild (d) zeigt, dass die Kronendübelleiste auf der linken Bildhälfte vor allem in vertikaler Richtung aus dem Betonkern herausgezogen wurde. Unter den Zähnen ist deutlich ein Spalt zu erkennen. Die Stahlbleche haben sich in diesem Bereich während des Versuchs auseinander bewegt. Auf der rechten Bildhälfte ist der beschriebene Effekt jedoch nicht zu erkennen. Daher liegt der Schluss nahe, dass dieses Versagensmuster auf die relativ großen Betonieröffnungen zurückzuführen ist, die im konkreten Fall am linken Auflagerpunkt angeordnet waren. Zudem zeigt Teilbild (d) der *Abbildung 3.23*, dass keine sichtbaren Zerstörungen des Betongefüges an den Flanken der Stahldübel zu erkennen sind. Dies gilt im übrigen auch für alle anderen Plattentypen.

Das SCSC- Element des Typs B wurde, wie bereits erwähnt, mit einer maximalen Biegeordinate von rund $40\,mm$ am wenigsten verformt. Aus diesem Grund ist die Rissbildung in *Abbildung 3.24* relativ moderat. Es sind lediglich Biegezugrisse erkennbar, die an der Druckseite beim Auflager und an der Zugseite in Feldmitte auftreten. Die Betrachtung des Betonquerschnitts in Teilbild (c) bestätigt dies. Der Grund für das Phänomen, dass an der Biegedruckseite der Einfeldplatte im Auflagerbereich Biegezugspannungen zustande kommen, hängt mit der in allen Teilbildern (c) und (d) der *Abbildungen 3.23* bis *3.26* deutlich sichtbaren, gegenläufig gekrümmten Biegelinie zusammen. Eine eingehende Diskussion dieses Effekts folgt im Rahmen der nächsten Kapitel.

Die Versuchskörper des Typs C und des Typs D wurden bis zu einer maximalen Biegeordinate von rund $50 - 60\,mm$ ungefähr bis zur plastischen Tragfähigkeit belastet. Die *Abbildungen 3.25* und *3.26* zeigen somit in etwa den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung ohne Effekte des Nachbruchverhaltens und sind daher an dieser Stelle zum Zwecke der Interpretation der Tragfunktion am besten geeignet. Vor allem die Teilbilder (a) und (c) aus *Abbildung 3.26* und das Teilbild (b) der *Abbildung 3.25* zeigen deutlich die, durch Risse abgegrenzten schrägen Druckdiagonalen an Betonober- und Unterseite sowie die schrägen Schubrisse im Plattenquerschnitt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich der Winkel zwischen den Oberflächenrissen und der Plattenlängsachse an der Druckseite zum Auflager hin und an der Zugseite in Richtung der Feldmitte hin vergrößern.

(a) Rissbild auf der Druckseite

(b) Rissbild auf der Zugseite

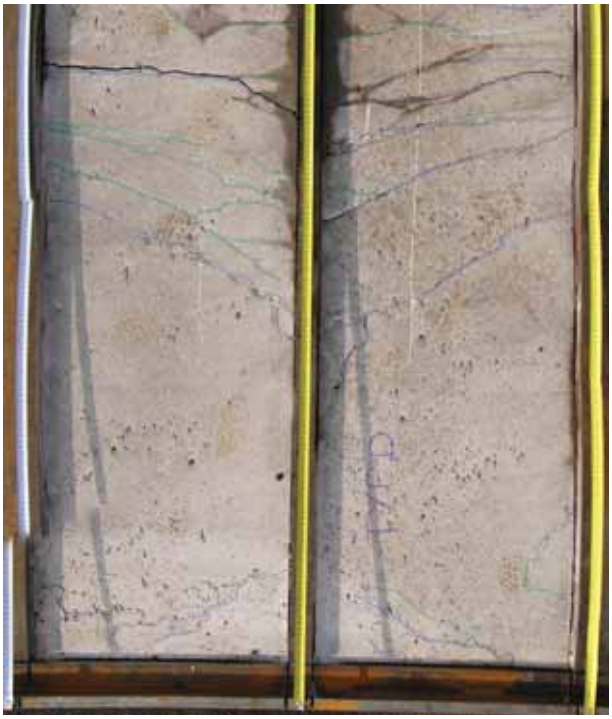
(c) Rissbild im Querschnitt

(d) freigelegte Stahldübelleiste

Abbildung 3.25: Darstellung der Rissbilder des Plattentyps C

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass im Regelbereich der Platte sowohl die Rissbilder der Druck- als auch der Zugseite mit der Annahme der parallelen Druckdiagonalen gut übereinstimmen. Lediglich im Auflager- und im Lasteinleitungsbereich sind systematisch Störbereiche zu erkennen, an denen das angenommene Modell offenkundig nicht ohne weitere Anpassungsmaßnahmen übernommen werden kann. Zudem ist aus den Plattenquerschnitten eindeutig zu erkennen, dass ein zusätzliches Modell zu implementieren ist, das im Stande ist, die Mitwirkung des Betonkerns an der Vertikalkraftableitung zu beschreiben.

(a) Rissbild auf der Druckseite



(b) Rissbild auf der Zugseite

(c) Rissbild im Querschnitt

(d) freigelegte Stahldübelleiste

Abbildung 3.26: Darstellung der Rissbilder des Plattentyps D

Eine eingehende Analyse der Rissbilder der Plattenelemente erfolgt später vor allem im Rahmen der Finite- Elemente Vergleichsrechnungen in *Kapitel 4*. Auch in *Kapitel 5*, in dem ingenieurmäßige Berechnungsmodelle zur Beschreibung des Plattentragverhaltens erarbeitet werden, wird auf die hier beobachteten Effekte zurückgegriffen.

Kapitel 4

Analyse mit der Methode der finiten Elemente

4.1 Zusammenfassung

In vorliegenden Kapitel wird die Modellierung, Berechnung und Auswertung der Finite Elemente- (im Folgenden: FE-) Untersuchungen der SCSC- Platte beschrieben. Die FE- Simulation erlaubt das Studium von Vorgängen im inneren des Bauteils, deren messtechnische Erfassung nur schwer oder gar nicht möglich ist. Das primäre Ziel der FE- Berechnungen ist zunächst die Verifikation des in *Abschnitt 2.4.1* beschriebenen Tragmechanismus als Grundlage für eine ingenieurmäßige Modellbildung.

Dazu werden ausgewählte Ergebnisse der FE- Parameteranalyse mit den Ergebnissen der Labormessungen sowie den tatsächlichen Rissbildern der Probekörper verglichen. Somit wird die Übereinstimmung des tatsächlichen mit dem numerisch ermittelten Tragmechanismus bestätigt. Im Anschluss daran können die Neigung der Druckdiagonalen sowie Spannungsverläufe in Störbereichen festgestellt werden. Zuletzt werden aus den zutreffendsten Modellen die notwendigen Rechenergebnisse des FE- Modells für die Ableitung weiterer Ingenieurmodelle extrahiert.

4.2 Grundlagen und vorausgegangene Arbeiten

In diesem Abschnitt soll einerseits ein kurzer Überblick über die Methode der finiten Elemente und ihrer Grundlagen und andererseits eine Zusammenfassung der für die nachfolgend beschriebenen Studien bedeutsamen, vorausgegangenen Arbeiten wiedergegeben werden.

Der Überblick über die Methode der finiten Elemente wird dabei bewusst kurz gehalten und beschränkt sich nur auf jene Teile, die zum Verständnis der Modellierung und der durchgeführten Parameterstudien essenziell sind.

Auf Grund der Fülle der Möglichkeiten, die das verwendete Programm bietet, ist es notwendig, möglichst viel Vorwissen vergleichbarer Studien in die Wahl der Variationsparameter

einfließen zu lassen. Die Zusammenstellung der vorausgegangenen Arbeiten am Institut ist daher von hoher Wichtigkeit, um damit die Wahl und den Streubereich der Parameter einzuschränken.

4.2.1 Grundlagen zum Verständnis der FE- Berechnungen

4.2.1.1 Grundlegendes zur Methode der finiten Elemente

Lit.: [Wit09],[Zim01]

Die Methode der Finiten Elemente entwickelte sich in den letzten 50 Jahren, untrennbar mit der Entwicklung von leistungsfähigen Computertechnologien verbunden, zu einem der am weitest verbreiteten Verfahren zur Simulation von mechanischen Vorgängen komplexer Strukturen. Es handelt sich dabei im Grunde um ein numerisches Verfahren zur Lösung partieller Differentialgleichungen. Somit ist die Methode nicht nur für statische Berechnungen, sondern auch beispielsweise für dynamische Analysen sowie Berechnungen von Wärme-, Flüssigkeits- oder Gasströmungen anwendbar. Sie findet ihre hauptsächliche Anwendung in allen Sparten des Bauwesen sowie im Maschinenbau, dort insbesondere in der Fahrzeug- sowie der Luft- und Raumfahrtechnik.

Berechnungen nach der FE- Methode beruhen auf dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen. Demnach muss, bei Aufbringung einer beliebigen Verschiebung aus der Gleichgewichtslage heraus, die Summe der Arbeit der inneren und der äußeren Kräfte gleich Null ergeben. Das zu beschreibende Gebiet wird zur Berechnung in endlich viele finite- Elemente geteilt. Diese Teilung nennt man Diskretisierung. Jedes der Elemente ist durch die Koordinaten seiner Eck- oder Knotenpunkte definiert, für die über die Stoffgesetzte mathematische Beziehungen, beispielsweise zwischen Kraft und Verformung, formuliert werden können. Zur Annäherung der Verschiebungsverläufe innerhalb des Elements werden außerdem Ansatzfunktionen verwendet, die in die Arbeitsgleichungen eingesetzt werden können. Durch die Befriedigung der Randbedingungen des Gebiets sowie die Verknüpfung der Elemente untereinander durch Übergangsbedingungen entsteht ein lineares Gleichungssystem für die endliche Anzahl von unbekannten Verschiebungsgrößen. Dieses Gleichungssystem hat für statische Probleme den folgenden Aufbau:

$$\tilde{K} \cdot \vec{U} = \vec{P} \tag{4.1}$$

Die Koeffizientenmatrix $\tilde{K}$ wird auch Steifigkeitsmatrix und der Lösungsvektor $\vec{P}$ auch Lastvektor genannt. Die Lösung dieses Gleichungssytems übernimmt das FE- Programmpaket. Eine Berechnung der gesuchten Verschiebungen $\vec{U}$ durch reine Inversion ist zwar möglich, bedeutet jedoch in der Regel einen unvertretbar hohen Rechenaufwand. Daher wurden zahlreiche direkte (z.B. Choleski oder Gauß) beziehungsweise iterative (z.B. Jakobi oder Gauß-Seidel) Verfahren entwickelt, die die Rechenzeiten signifikant verkürzen können. Als Ergebnis der Berechnung erhält man die gesuchten Verschiebungsgrößen der Koordinaten. Die Verschiebungen zwischen den Knoten werden über die Ansatzfunktionen bestimmt und stellen daher Näherungslösungen dar. Somit wird das Gleichgewicht zwar global über das Integralmittel exakt, lokal betrachtet jedoch nicht exakt erfüllt. Dabei spricht man von einer schwachen oder integralen Formulierung des Gleichgewichts. Die Spannungen und Auflagerreaktionen werden in einer Nachlaufrechnung über die Verschiebungsableitungen und die

Werkstoffgesetze berechnet. Sie sind in der Regel nicht stetig und können an den Knoten Sprünge aufweisen.

Werden dynamische Probleme untersucht, muss die Grundgleichung (4.1) um die Trägheits- und die Dämpfungskräfte erweitert werden:

$$\tilde{M} \cdot \frac{\partial^2 \vec{U}}{\partial t^2} + \tilde{D} \cdot \frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + \tilde{K} \cdot \vec{U} = \vec{P} \tag{4.2}$$

In dieser Gleichung wird $\tilde{M}$ als Massenmatrix und $\tilde{D}$ als Dämpfungsmatrix bezeichnet. Eine dynamische Analyse zeichnet sich in der Regel durch einen deutlich erhöhten Rechenaufwand aus. Bei sehr kleinen Belastungsgeschwindigkeiten gehen die Ergebnisse der dynamischen Berechnung in jene der statischen Analyse nach Gleichung (4.1) über.

Abschließend wird festgehalten, dass die Genauigkeit der Berechnung entweder über die Ordnung der Ansatzfunktionen oder über die Netzfeinheit gesteuert werden kann. Beide Methoden steigern den Rechenaufwand zur Gleichungslösung. Daher ist es wichtig, das Netz so fein wie nötig aber so grob wie möglich auszuteilen und Elemente zu wählen, die auf die Netzfeinheit abgestimmt sind. Dies ist in der Regel nicht ohne iteratives Herantasten an das optimale Modell möglich.

4.2.1.2 Integrationsverfahren

Lit.: [ABA10a],[Zim01],[FPO07]

Materiell oder geometrisch nichtlineare Probleme müssen inkrementell integriert werden. Dabei wird ein Last- oder Zeitinkrement (ΔF bzw. Δt) gewählt und die Verschiebungen, jeweils ausgehend von letzten berechneten Zustand, für den Zustand $F + \Delta F$ oder $t + \Delta t$ berechnet. Da die statische Lösung einen Sonderfall der dynamischen Formulierung darstellt, werden die Inkremente in den folgenden Ausführungen als Zeitschritte bezeichnet. Prinzipiell stehen für die inkrementelle Integration zwei Methoden zur Verfügung.

Die implizite Integration ist eine klassische Variationsformulierung, also eine Gleichgewichtsberechnung zu jedem Inkrementschritt. Ausgehend vom Zustand t wird der Zustand $t+\Delta t$ mit einer sogenannten Tangentensteifigkeitsmatrix, die den geometrischen und materiellen Bedingungen zum Zeitpunkt t genügt, berechnet. Die Berechnung dieser Differenzzustände muss dabei iterativ erfolgen, um nicht zu stark vom tatsächlichen Lastpfad abzuweichen. Ein Ergebnislastpfad, der ohne Iteration ermittelt wird, ist beispielhaft in *Abbildung 4.1* dargestellt.

Im Zuge der Iteration wird, sofern am Ende des Zeitinkrements die Summe aus äußeren und inneren Kräften nicht unter einem definierten Grenzwert liegt, zu der errechneten Verformung $\Delta u^{(1)}$ ein Korrekturterm $\Delta u^{(2)}$ addiert und das Gleichgewicht neu berechnet. Dies wird so oft wiederholt, bis die Abweichung zwischen inneren und äußeren Kräften genügend klein ist. Diese Vorgehensweise wird schematisch in *Abbildung 4.2* gezeigt. Die Inkrementgröße der Zeitschritte wird im Zuge der Berechnung, je nach Konvergenzgeschwindigkeit der Iteration, angepasst.

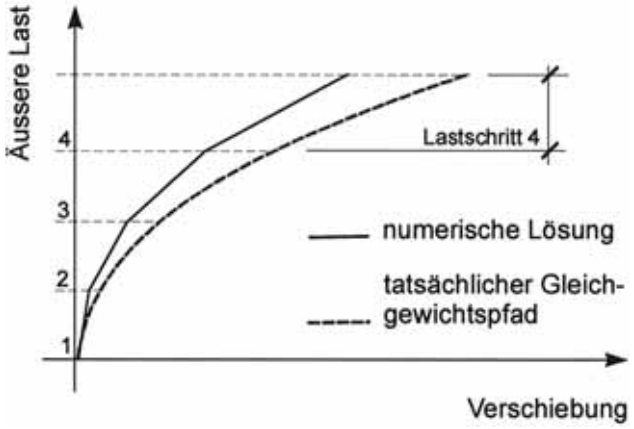


Abbildung 4.1: Abdriften des Lastpfades ohne Iteration [Zim01]

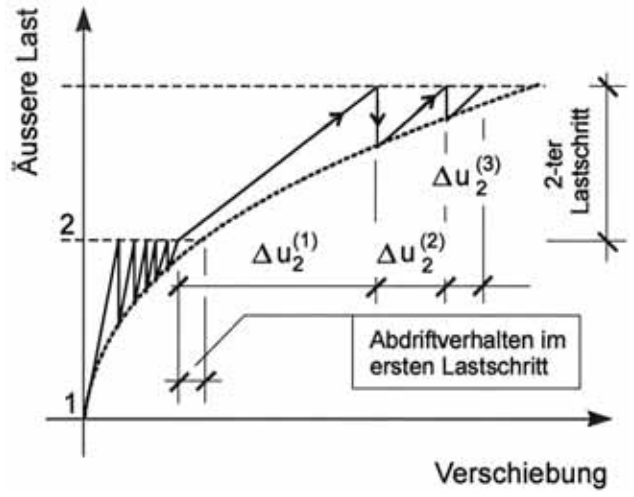


Abbildung 4.2: Iterationsschritte bei der impliziten Integration [Zim01]

Das beschriebene Iterationsverfahren birgt insbesondere bei der Beschreibung von Lastpfaden im Nachbruchbereich Probleme. Da im Zuge der Iteration der Schnittpunkt des Lastpfades mit der äußeren Last gesucht wird, handelt es sich hierbei um ein kraftgesteuertes Berechnungsverfahren. Sind im Integrationsverfahren keine geeigneten Kurvenverfolgungsalgorithmen integriert, divergieren daher die Ergebnisse nach dem Überschreiten der Traglast, wie in *Abbildung 4.3* gezeigt wird.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass implizite Lösungsverfahren auf Grund der nachfolgenden Iteration keine Beschränkung der Intervallgröße Δt benötigen. Im Rahmen der Iteration werden jedoch wiederholt das globale Gleichungssystem gelöst und große Steifigkeitsmatrizen abgespeichert, weshalb für jedes Inkrement ein relativ hoher numerischer Aufwand und Kernspeicherbedarf notwendig ist. Berechnungen, die über die Traglast des Systems hinausgehen, sind in der Regel nicht durchführbar. Aus dem gleichen Grund sind Fließplateaus nicht mit impliziten Verfahren abbildbar. Bei stark nichtlinearem Verhalten müssen die Zeitinkremente stark reduziert werden, ohne dass der numerische Aufwand pro Inkrement wesentlich abnimmt.

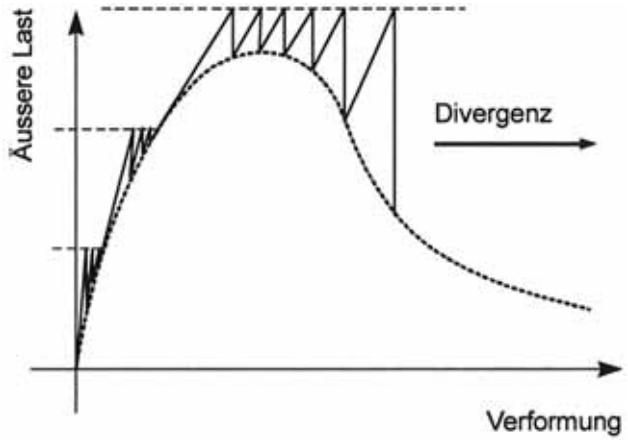


Abbildung 4.3: Divergenz der impliziten Integration nach Überschreiten der Traglast[Zim01]

Die explizite Integration ist ein Integrationsverfahren, das ausschließlich für dynamische Berechnungen angewendet werden kann. Zur Berechnung der Verschiebungen zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ wird dabei das kinetische Gleichgewicht, ausgehend vom Zeitpunkt t, durch der zentralen Differenzenoperator beschrieben. Soll diese Integrationsmethode für statische Untersuchungen verwendet werden, muss die Belastungsgeschwindigkeit so klein gewählt werden, dass sich Trägheits- und Dämpfungskräfte im vernachlässigbaren Rahmen bewegen.

Beim Differenzenoperator werden beliebige Funktionen $f(x)$ in hinreichend kleine Abschnitte Δx geteilt und bereichsweise durch parabolische Funktionen angenähert. Über diese Näherung können die Ableitungen der Funktion direkt gemäß (4.3) und (4.4) angeschrieben werden. Bei hinreichend feiner Unterteilung kann mit dieser Methode eine beliebige Genauigkeit der Approximation erreicht werden.

$$\frac{df(x)}{dx} = \frac{f(x+\Delta x) - f(x-\Delta x)}{2\Delta x} \qquad \text{Steigung der Funktion in } x \qquad (4.3)$$

$$\frac{d^2f(x)}{dx^2} = \frac{f(x+\Delta x) - 2f(x) + f(x-\Delta x)}{\Delta x^2} \qquad \text{Krümmung der Funktion in } x \qquad (4.4)$$

Dieses Verfahren wird auch im numerischen Lösungsverfahren in *Abschnitt 5.3.2* angewendet und dort näher erläutert. Bei der Anwendung im gegenständlichen Fall kann Gleichung (4.2), unter der vereinfachenden Annahme der Vernachlässigung des Dämpfungsterms, wie folgt umgeformt werden:

$$\frac{\partial^2 \vec{U}}{\partial t^2} = \frac{\vec{P} - \tilde{K} \cdot \vec{U}}{\tilde{M}} \qquad (4.5)$$

Wird der Differenzenoperator nun für die zweite Ableitung des Verschiebungsvektors formuliert ergibt sich die folgende Gleichung:

$$\frac{\vec{U}(t+\Delta t) - 2\vec{U}(t) + \vec{U}(t-\Delta t)}{\Delta t^2} = \frac{\vec{P} - \tilde{K} \cdot \vec{U}}{\tilde{M}} \qquad (4.6)$$

Ist der Verschiebungszustand zu den Zeitpunkten $(t - \Delta t)$ und t bekannt, kann aus Gleichung (4.6) $\vec{U}(t + \Delta t)$ ausgedrückt werden. Der Lösungsalgorithmus der expliziten

Integration entspricht somit einer elementweisen Lösung der Bewegungsgleichungen. Die Last wird sozusagen dynamisch von Element zu Element ausgebreitet und es sind keine Gleichgewichtsiterationen erforderlich.

Das Verfahren ist numerisch bedingt stabil, was bedeutet, dass eine numerische Stabilität nur dann gegeben ist, wenn das gewählte Zeitinkrement Δt kleiner oder gleich einem gewissen Wert Δt_{lim} ist.

$$\Delta t_{lim} = \frac{2}{\omega_{max}} \tag{4.7}$$

Der Grenzwert Δt_{lim} ist nach Gleichung (4.7) von der höchsten Eigenfrequenz ω_{max} abhängig und kann daher nicht exakt bestimmt werden. Es ist jedoch möglich, einen Grenzwert zu definieren, bei dem der Algorithmus in der Regel stabil und exakt arbeitet. Dieser Grenzwert basiert auf der höchsten Eigenfrequenz des kleinsten Elements und wird durch die Wellengeschwindigkeit c_d und die kleinste Seitenlänge des Elements L_{min} ausgedrückt ([ABA10a]):

$$\Delta t_{lim} = \frac{L_{min}}{c_d} \tag{4.8}$$

Wobei die Wellengeschwindigkeit c_d aus dem E- Modul (E) und der Dichte (ρ) des Materials berechnet werden kann:

$$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \tag{4.9}$$

Die Zeitinkremente Δt ergeben sich bedeutend kleiner als bei der impliziten Integration. Somit dürfen die geometrischen und materiellen Bedingungen während eines Inkrements als konstant angesehen werden. Ein Abdriften des berechneten vom tatsächlichen Lastpfad, wie es bei impliziten Methoden nach *Abbildung 4.1* auftritt, beschränkt sich daher bei expliziter Integration mit hinreichend kleinen Zeitschritten Δt auf Rundungsfehler der Berechnung selbst und bewegt sich im vernachlässigbaren Rahmen. In *Abbildung 4.4* ist der Iterationsverlauf der expliziten Integration schematisch dargestellt.

Während die implizite und die explizite Integration im elastischen Bereich sowie im Verfestigungsbereich bezüglich der Genauigkeit der Ergebnisse als gleichwertig eingestuft werden können, sind Fließplateaus und Nachbruchbereich in der Regel nur mit expliziten Methoden beschreibbar. Mit dem dynamischen Lösungsverfahren können Maximallastzustände ohne Divergenzverhalten durchlaufen werden.

Bei dynamischen Simulationen sollte immer der Quotient zwischen kinetischer Energie und Verzerrungsenergie kontrolliert werden. Gemäß [ABA10a] muss dieses Verhältnis immer $< 0,1$ sein. In [FPO07] wird festgehalten, dass der Grenzwert von $0,1$ zu optimistisch erscheint. Wird der Grenzwert nicht eingehalten, oder ändert sich der Quotient sprunghaft, sind die Ergebnisse der Berechnung jedenfalls in Frage zu stellen.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass explizite Lösungsverfahren für ihre numerische Stabilität eine Beschränkung der Intervallgröße Δt benötigen. Dadurch ergeben sich in der Regel wesentlich kleinere Inkremente als bei impliziten Verfahren. Es sind

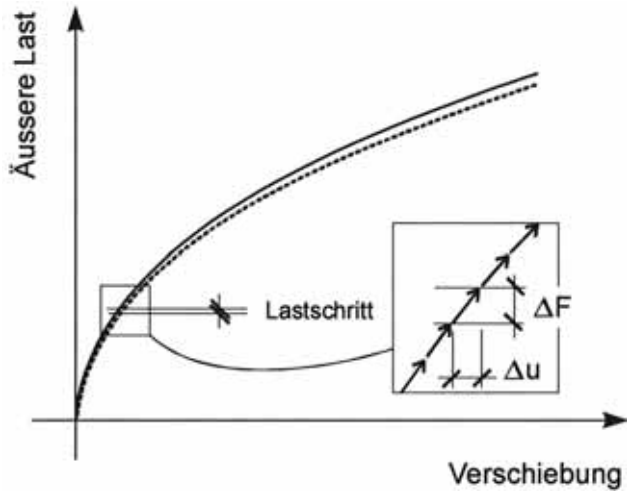


Abbildung 4.4: Iterationsschritte bei der expliziten Integration [Zim01]

jedoch keine numerisch intensiven Iterationen des globalen Gleichungssystems notwendig. Anstatt von großen Steifigkeitsmatrizen werden bei expliziten Verfahren nur Verschiebungsvektoren abgespeichert, weshalb der notwendige Kernspeicherbedarf geringer als bei impliziter Integration ist. Berechnungen, bei denen Fließplateaus durchlaufen werden oder die über die Traglast des Systems hinausgehen, stellen für den expliziten Lösungsalgorithmus keine Schwierigkeit dar. Bei stark nichtlinearem Verhalten ergeben sich bei impliziter Integration vergleichbar kleine Zeitinkremente bei signifikant höherem numerischem Aufwand pro Inkrement. Daher ist in diesem Fall die explizite Integration vorzuziehen. Statische Problemen können mit expliziter Integration durch die Wahl von sehr geringen Belastungsgeschwindigkeiten angenähert werden.

Da bei der vorliegenden Problemstellung jedenfalls mit plastischen Effekten wie dem Durchlaufen von Fließplateaus und dem Überschreiten der Traglast zu rechnen ist, wird für die folgenden FE- Analysen durchwegs und ausschließlich die implizite Integration angewendet. Genauere Angaben zu dem verwendeten Berechnungsalgorithmus werden in *Abschnitt 4.2.3* dargelegt.

4.2.1.3 Elementtypen

FE- Programme bieten in der Regel einen umfangreichen Katalog an Elementen an. Viele Elementtypen basieren auf vereinfachten Theorien, wie zum Beispiel der Stab-, Balken, Platten- oder Schalentheorie um den damit verbundenen Rechenaufwand zu senken. Zudem wird bei einigen Elementtypen, wie Stab- oder Schalenelementen, die Geometrie nicht vollständig erfasst, sondern durch Kenngrößen wie der Biegesteifigkeit ersetzt. Die Kenntnis um diese Besonderheiten der angebotenen Elemente ist daher für eine adäquate Elementwahl unerlässlich. Es sollte auch dabei der Grundsatz „so einfach wie möglich und so genau wie nötig“ eingehalten werden, um die Berechnungszeit in einem vertretbaren Rahmen zu halten und die späteren Ergebnisse möglichst gut interpretieren zu können.

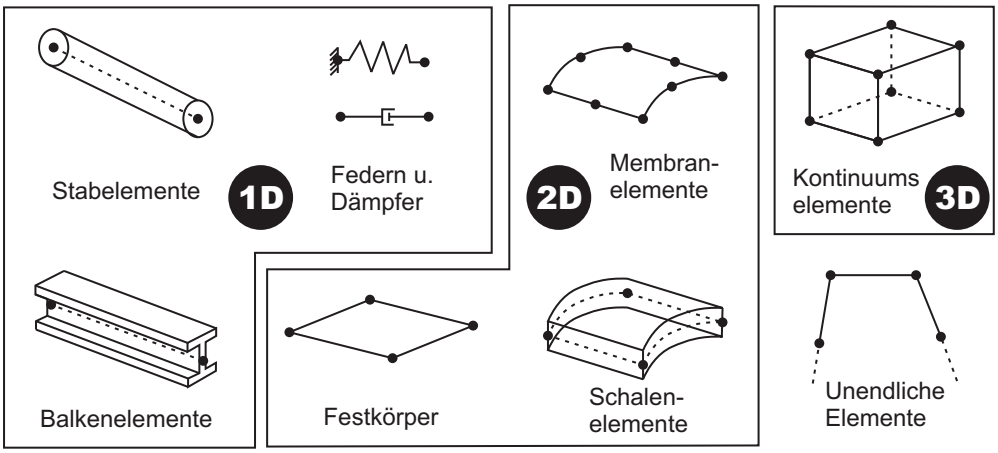


Abbildung 4.5: Einteilung der Elementtypen [Wit09]

Eine grobe Unterteilung der Elemente in Klassen kann in Übereinstimmung mit *Abbildung 4.5* nach der Ausdehnung im Raum getroffen werden:

Eindimensionale (1D) Linienelemente wie Stab-, Balken-, Seil-, Feder- oder Dämpferelemente werden im Raum über die Koordinaten der Schwerlinie definiert. Jedem Element werden dabei Querschnittswerte zugeordnet.

Zweidimensionale (2D) Flächenelemente wie Scheiben-, Platten-, Schalen- und Kontaktelemente oder unendlich steife (rigid) Elemente werden im Raum in der Regel über die Mittelfläche definiert. Jedem Element werden dabei physikalische Eigenschaften wie Querschnittsflächen, Trägheitsmomente oder Kontaktbedingungen zugeordnet.

Dreidimensionale (3D) Volumenelemente werden im Raum über die Koordinaten der Elementknoten erfasst. Jedem Element werden Eigenschaften, die über die Stoffgesetze ermittelt werden, zugeordnet. Bei den Volumenelementen wird nach der geometrischen Form wie Hexaeder, Pentaeder oder Tetraeder unterschieden.

Volumenelemente sind innerhalb der oben stehenden Einteilung die am vielseitigst einsetzbaren Elemente. Im Zuge der vorliegenden Arbeit kommen, abgesehen von zweidimensionalen, starren (rigid) Elementen, lediglich Volumenelemente zum Einsatz. Das verwendete FE- Programm stellt eine Vielzahl von Volumenelementen bereit, deren Wahl sowohl starken Einfluss auf die Berechnungszeit und die Konvergenz der Berechnung, als auch auf die Qualität und Treffsicherheit der Ergebnisse hat. Aus diesem Grund soll dieser Elementtyp im Folgenden kurz näher erläutert werden.

Die universellsten Elemente unter den Volumenelementen sind die Tetraederelemente. Eine Diskretisierung mit diesen Elementen gelingt beinahe immer ohne genaue Vorgaben zur Vernetzungstechnik oder aufwändige Partitionierung des zu untersuchenden Körpers. Der Begriff der Partitionierung wird später noch genauer erklärt. Diese Elemente sind jedoch einerseits zu steif, die Verformungen und Spannungen werden also in der Berechnung mit diesen Elementen in der Regel unterschätzt und können andererseits zu Konvergenzproblemen führen. Daher sind Tetraederelemente nur in jenen Teilbereichen anzuwenden, die von

untergeordnetem Interesse sind und in denen eine Vernetzung mit Hexaederelementen nicht gelingt (vgl.[ABA10a]- Kap.25.1.1). Ist, beispielweise auf Grund einer extrem komplizierten Geometrie, eine Vernetzung mit Tetraederelementen notwendig, kann eine zufriedenstellende Genauigkeit nur mit einem sehr feinen Netz erreicht werden. Die genaue Netzfeinheit ist dabei nur mit Sensitivitätsanalysen ermittelbar.

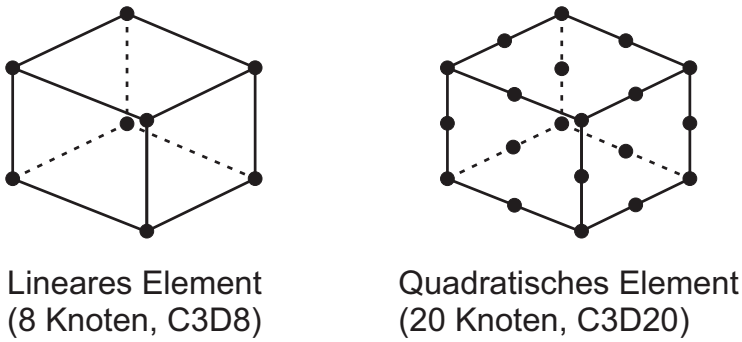


Abbildung 4.6: Hexaederelement mit linearen und quadratischen Ansatzfunktionen [ABA10a]

Im Rahmen der Vorbereitungsarbeiten soll im Allgemeinen eine strukturierte Vernetzung mit Hexaeaderelementen angestrebt werden. Die meisten FE- Programmpakete bieten solche Elemente mit Ansatzfunktionen verschiedener Ordnungen an. In *Abbildung 4.6* ist exemplarisch ein lineares und ein quadratisches Element dargestellt. Das linke Teilbild zeigt das Element mit linearen Ansatzfunktionen und folglich acht Knoten. Das rechte Teilbild zeigt das gleiche Element, jedoch mit quadratischer Ansatzfunktion und demzufolge 20 Knoten. Die Bezeichnungen (C3D8 und C3D20) sind dabei programmspezifisch. Aus dieser Darstellung ist bereits ableitbar, dass der Berechnungsaufwand eines Elements mit quadratischen Ansatzfunktionen um ein vielfaches höher als jener eines Elements mit linearen Ansatzfunktionen ist.

Zur Aufstellung der Arbeitsgleichung sind die Ansatzfunktionen zu integrieren. Dies geschieht in der Regel numerisch nach der Methode der Gauß- Quadratur über Stützstellen, die auch Integrationspunkte genannt werden. Pro Koordinatenrichtung werden für die so genannte volle Integration oder *full integration* für eine Ansatzfunktion $n$ter Ordnung $n+1$ Integrationspunkte benötigt. Somit ergeben sich für das lineare Element $2^3 = 8$ Integrationspunkte, während für das quadratische Element bereits $3^3 = 27$ Integrationspunkte benötigt werden. Der Berechnungsaufwand für die Integration wird hier also rund um den Faktor $3,5$ gesteigert.

Bei linearen Elementen mit voller Integration lassen sich Biegeverformungen nicht realitätsgetreu durch eine Krümmung, sondern lediglich durch ein Trapez annähern. *Abbildung 4.7* zeigt diese Verformungsfigur. Durch diesen Effekt, der *shear- locking* genannt wird, werden in den Integrationspunkten fiktive Schubspannungen hervorgerufen, die zu einem zu steifen Verhalten des Elements führen. Daher sollten lineare Elemente mit voller Integration nur bei Konstruktionen eingesetzt werden, bei denen mit wenig Biegung zu rechnen ist. Hexaederelemente mit quadratischen Ansatzfunktionen können Elementkrümmungen abbilden und weisen daher kein *shear- locking* auf. Eine weitere Möglichkeit zur Umgehung dieses Effekts ist die Verwendung von Elementen mit *reduced integration*.

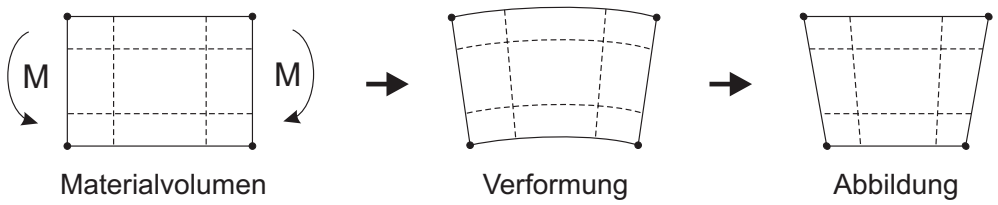


Abbildung 4.7: Der Effekt des *shear- locking* bei linearen, voll integrierten Hexaederelementen [Wit09]

Die meisten FE- Programme bieten die Möglichkeit, die Gauß- Quadratur, unter Einbußen der Exaktheit der Ergebnisse, mit um die Ordnung Eins reduzierten Stützstellen durchzuführen. Diese Art der Integration wird mit *reduced integration* bezeichnet. Demzufolge sind für das lineare Element nur noch $1^3 = 1$ Integrationspunkt und für das quadratische Element $2^3 = 8$ Integrationspunkte notwendig.

Wie bereits erwähnt, lässt sich *shear- locking* durch *reduced integration* vermeiden. Solchen Elementtypen neigen jedoch zu einem anderen Effekt, dem sogenannten *hourglassing*. Dabei handelt es sich um Element- Verformungsfiguren, die keine Dehnungsenergie generieren. Bei Betrachtung von *Abbildung 4.8* ist erkennbar, dass sich die gestrichelten Linien bei reiner Momentenverformung weder in ihrer Länge noch in ihrem Schnittwinkel ändern. Dies bedeutet für den einzigen Integrationspunkt und somit das gesamte Element aber, dass es weder zu Verformungen noch zu Spannungen kommt und somit die Elementsteifigkeit unterschätzt wird. Als Resultat äußert sich das *hourglassing* in unsinnigen Verformungsfiguren und unbrauchbaren Ergebnissen. Dieses Problem tritt vor Allem bei groben Netzen auf und kann meist schon automatisch durch die so genannte *hourglass- control* minimiert werden. Die bessere Alternative zur Vermeidung des Problems des *hourglassing* ist jedoch die Wahl eines feineren Netzes. So kann der Effekt beispielsweise bei der Modellierung von auf Biegung um die schwache Achse beanspruchten Blechquerschnitten mit linearen Hexaederelementen und reduzierter Integration allein durch die Anordnung von mindestens zwei Elementschichten in Dickenrichtung vermieden werden[FPO08].

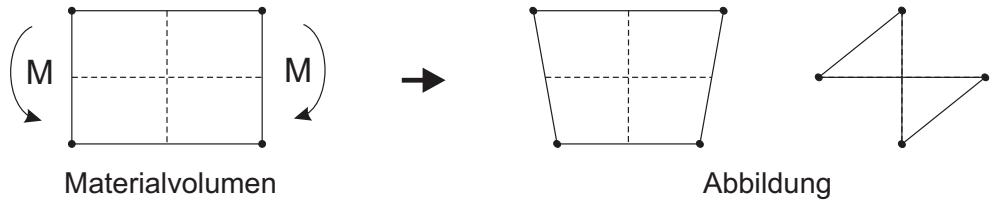


Abbildung 4.8: Der Effekt des *hourglassing* bei linearen, reduziert integrierten Hexaederelementen [Wit09]

Als Hinweis wird in [Wit09], je nach zu untersuchender Problemstellung, die Wahl der folgenden Elemente vorgeschlagen:

Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen und *reduced integration* sind für die meisten Problemstellungen gut und ausreichend. Dies gilt jedoch nicht für große Verformungen und komplexe Kontaktprobleme.

Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen und *full integration* sind gut geeignet, um sie lokal zur Untersuchung örtlicher Spannungskonzentrationen einzusetzen.

Elemente mit linearen Ansatzfunktionen und *reduced integration* liefern bei hinreichend feiner Vernetzung befriedigende Ergebnisse für komplexe Kontaktprobleme und hohe Netzverzerrungen.

Im Rahmen der FE- Analyse der vorliegenden Arbeit handelt es sich jedenfalls allein auf Grund der hohen Anzahl an Kontaktfugen komplexes Kontaktproblem. Zudem ist das Modell hinsichtlich der Elementanzahl so groß, dass Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen zu sehr langen Rechenzeiten führen würden. Daher werden im Folgenden, aufbauend auf den hier genannten Empfehlungen, durchwegs Elemente mit linearen Ansatzfunktionen und *reduced integration* verwendet. Für genauere Ausführungen zu den gewählten Elementen sei an dieser Stelle auf *Abschnitt 4.2.3* verwiesen.

4.2.1.4 Stoffgesetze, Materialmodelle

Wie im letzten Unterabschnitt erwähnt, werden im FE- Modell die Knotenverschiebungen über die mathematischen Modelle der Stoffgesetze oder Materialmodelle mit Kräften verknüpft. Die verwendeten Materialmodelle haben also einen entscheidenden Einfluss auf die Ergebnisse der Berechnung. FE- Programmpakete bieten heute neben simplen linearen Modellen eine Vielzahl an möglichen vorbereiteten mathematischen Modellen für verschiedenste Materialien, wie Stahl, Beton, Kunststoffe oder Elastomere.

Im Zuge dieser Arbeit werden lediglich Stoffgesetze für Stahl und Beton vorgestellt. Da die hier beschriebene FE- Analyse eine Nachrechnung bis zur plastischen Versagenslast darstellt, ist es bei allen verwendeten Materialien notwendig, möglichst vollständige Modelle, die das Materialverhalten bis zur Bruchlast beschreiben, zu verwenden. Eine genaue Beschreibung der verwendeten Materialmodelle befindet sich in *Abschnitt 4.2.3*

4.2.1.5 Durchführung einer FE- Berechnung

Lit.: [Wit09]

Der Ablauf einer FE- Analyse gliedert sich bei den meisten Programmen im Wesentlichen in drei Schritte.

Der *Pre- Processor* wird zur Erstellung des Rechenmodells benutzt. Bei modernen Programmen wird die Geometrie über eine so genannte CAE (computer aided engineering) Oberfläche erstellt. Diese Oberfläche bietet eine Funktionalität, wie man sie von CAD Programmen gewohnt ist. Ebenfalls Teil des *Pre- Processors* ist die Festlegung der Materialgesetze, der Rand- und Zwangsbedingungen sowie der Kontaktbedingungen und der Belastung. Zuletzt werden die Elemente und der Berechnungsalgorithmus gewählt und das Modell diskretisiert. Das Ergebnis des *Pre- Processors* ist die sogenannte Modelldatenbank, also ein File, in dem sämtliche Informationen zum Modell abgespeichert sind.

Der Solver wandelt die Informationen der Eingabedatenbank in mathematische Gleichungssysteme um und führt die notwendigen Berechnungen durch. Hier werden die Verformungen, Spannungen, Schnittkräfte, Lagerreaktionen, etc. ermittelt und in der sogenannten Ergebnisdatenbank abgespeichert.

Der Post- Processor liest die Ergebnisdatenbank ein und dient der Visualisierung, Interpretation und Extraktion der zuvor berechneten Werte. Die Ergebnisdatenbank kann dabei nicht verändert werden. Die gewünschten Ergebnisse können im Gesamten oder isoliert betrachtet oder zur Weiterverarbeitung in andere Programme, wie Tabellenkalkulationsprogramme, exportiert werden.

4.2.2 Grundlegendes zum Programmpaket ABAQUS

Die numerische Modellierung der Bauteilversuche wird mit Hilfe des FE-Programms ABAQUS CAE/6.10-1 [ABA10b] durchgeführt. Es handelt sich dabei um ein sehr leistungsfähiges Programmpaket mit mannigfaltigen Möglichkeiten der Simulation mit wissenschaftlichem Anspruch. Im folgenden Abschnitt soll ein kurzer Überblick über das Programm gegeben werden. Die Beschreibung beschränkt sich dabei nur auf jene Teile, die für die vorliegende Arbeit von Interesse sind und hat somit keinerlei Anspruch auf Vollständigkeit. Für weitere Informationen sei an dieser Stelle auf die Handbücher [ABA10a] verwiesen.

4.2.2.1 Benutzeroberfläche CAE

Bei ABAQUS handelt es sich um ein Programm mir CAE- Oberfläche, die die Schnittstelle zwischen Benutzer und Rechenkern herstellt. Innerhalb der CAE- Oberfläche ist sowohl der *Pre- Processor*, als auch der *Post- Processor* inegriert. In *Abbildung 4.9* ist die Ansicht des Hauptfensters dargestellt.

4.2.2.2 Vorgehensweise bei der Modellierung

Der Ablauf der Modellerstellung wird Schritt für Schritt über den *Model Tree*, im Hauptfenster rechts, durchgeführt.

Ein Modell besteht aus mehreren Teilen, so genannten *Parts*, die einzeln erstellt und dann im *Assembly* zum Gesamtmodell zusammengesetzt werden. Die Materialeigenschaften und die Vernetzung wird dabei den *Parts* zugewiesen. Beim Zusammensetzen zum Gesamtmodell werden zwischen den Parts Interaktionsbedingungen festgelegt. Dies kann einerseits eine feste Verbindung über den Befehl *TIE* und andererseits jegliche Art von Kontaktformulierung sein.

Nach der Fertigstellung des Modells wird festgelegt, in wie vielen Schritten die Berechnung erfolgen soll. Diese Schritte entsprechen dabei nicht den Berechnungsinkrementen, sondern sind Hilfswerkzeuge zur Anpassung von diversen Parametern im Zuge der Simulation. Für jeden Schritt wird ein Integrationsalgorithmus festgelegt. Es stehen diverse implizite sowie explizite Verfahren zur Auswahl.

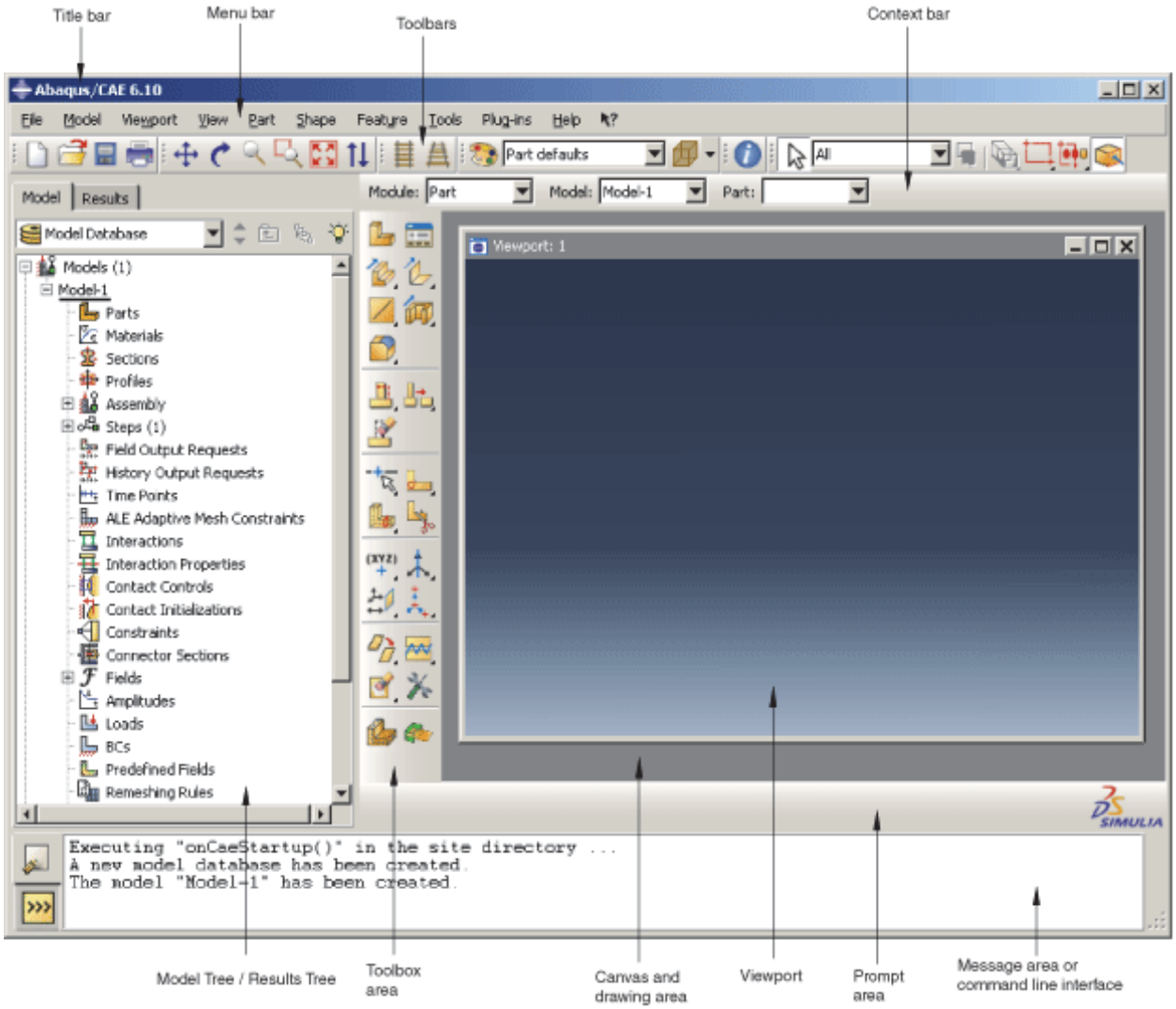


Abbildung 4.9: Das Hauptfenster von ABAQUS CAE [ABA10a]

Danach werden die Randbedingungen des Gesamtmodells definiert. Sowohl Rand- als auch Kontaktbedingungen können im Laufe der Berechnung von Schritt zu Schritt verändert werden. Die Belastung wird statisch oder dynamisch als Last, Verschiebung oder Temperaturfeld aufgebracht. Die Funktion des zeitlichen Verlaufs der Belastung kann dabei beliebig definiert werden.

Die gewünschten Daten, die nach der vollständigen Berechnung im *Post- Processor* zur Verfügung stehen sollen, werden bereits vor der Gleichungslösung im *Pre- Processor* definiert. Dies ist vor allem im Hinblick auf die Datenmenge bei großen, komplizierten Modellen sinnvoll.

Eine detaillierte Beschreibung der Modellierung beim *Pre- Processing* wird in *Abschnitt 4.3* exemplarisch anhand der Platte des Typs A dargelegt.

Ist die Modellerstellung abgeschlossen, kann die eigentliche Berechnung gestartet werden. Die Berechnungszeiten eines Modells der vorliegenden Arbeit liegen in der Größenordnung

von 800-900 Prozessorstunden. An der TU- Wien steht ein Rechenzentrum zur Verfügung, das einen Hochleistungsrechner bereitstellt, der ausschließlich für numerische Simulationen im Bereich der Strömungsdynamik und der Finiten Elemente verwendet wird. An diesem so genannten *CAE- Cluster*, der insgesamt 96 Prozessoren beinhaltet, können ABAQUS-Berechnungen auf bis zu 12 CPU- Kerne aufgeteilt berechnet werden, um die Rechenzeiten zu verkürzen. Bei einer parallelen Berechnung auf vier Kernen des *CAE- Clusters* werden für den Abschluss der Analyse eines Modells der SCSC- Platte rund 10 bis 14 Tage benötigt. Die Ergebnisdatenbank eines fertig berechneten Modells umfasst grob zwei Gigabyte Daten.

4.2.2.3 Möglichkeiten für das Postprocessing

Nach erfolgreicher Berechnung kann die Ergebnisdatenbank wieder in ABAQUS CAE eingelesen werden. Die Ergebnisdaten unterscheiden sich in *Field- Output* Daten, das sind im Wesentlichen die gewohnten farbigen Modelldarstellungen, an denen Verläufe und Trajektorien studiert werden können und in *History- Output* Daten. Dies sind, in einer wählbaren Frequenz über den Berechnungsverlauf abgespeicherte Daten von punktuellen Ergebnissen. Mit Hilfe dieser Datensätze lassen sich beispielsweise Kraft- Weg oder Kraft- Dehnungs Diagramme erstellen. Die *History- Output* Datensätze sind zudem relativ klein und können daher über Schnittstellen an andere Programme, wie Tabellenkalkulationsprogramme, exportiert werden.

Eine detaillierte Darstellung der Möglichkeiten beim Post- Processing ist in den letzten Abschnitten dieses Kapitels zu finden.

4.2.3 Vorausgegangene Arbeiten zum Thema der Kronendübel

Da zahlreiche Parameter der Berechnung, allen voran die Variablen zur Beschreibung von Beton unter dreidimensionaler Beanspruchung, labortechnisch kaum oder gar nicht messbar sind und zudem stark von der betrachteten Bauteilgeometrie abhängen, ist der „richtigste“ Parametersatz im Vorhinein in der Regel nicht bekannt. Zur bestmöglichen Annäherung der FE- Ergebnisse an die Messwerte aus den Laborversuchen müssen daher Parameterstudien durchgeführt werden. Im Rahmen dieser Studien werden hauptsächlich Parameter des Materialmodells zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften des Füllbetons variiert. Zudem wird der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Ergebnisse untersucht.

Da die Berechnung, wie oben erwähnt, durchaus als zeitintensiv eingestuft werden kann, ist es hilfreich, über die Berücksichtigung von vorhergehenden Erkenntnissen bezüglich der Modellierung, der Wahl der Elemente und der Rechenalgorithmen sowie der Einschränkung der Variationsparameter so viel Zeit wie möglich einzusparen. Am Institut für Tragkonstruktionen-Stahlbau wurden im Rahmen der Arbeit zum Kronendübel [Pet08] zahlreiche FE- Analysen mit ABAQUS durchgeführt. Es handelt sich dabei um eine Studie mit vergleichbaren Anforderungen, deren Ergebnisse sich zum großen Teil auch auf die vorliegende Arbeit übertragen lassen. Aus diesem Grund werden die dort gewonnenen Erkenntnisse kurz zusammengefasst wiedergegeben.

4.2.3.1 Festlegung des Berechnungsalgorithmus

Die FE- Analyse der SCSC- Platte soll mit den Laborversuchen, die auch den Nachbruchbereich abbilden, verglichen werden. Daher ist es naheliegend, diese Analysen mit einer expliziten Integrationsmethode zu untersuchen. In ABAQUS steht dazu der Algorithmus *DYNAMIC, EXPLICIT* zur Verfügung. In den Arbeiten [FPO07] und [Iwa07] wurden die Ergebnisse einer Berechnung mit diesem Algorithmus mit den Ergebnissen einer statischen Berechnung mit *STATIC, RIKS* verglichen. *DYNAMIC, EXPLICIT* wurde dabei als stabilste und genaueste Methode zur numerischen Beschreibung des Dübelkennlinie identifiziert.

Im Rahmen der Untersuchungen zur SCSC- Platte wurden einige wenige Modelle mit den impliziten Algorithmen *STATIC, GENERAL* und *STATIC, RIKS* untersucht. Sämtliche dieser Berechnungen wurden jedoch erwartungsgemäß bei relativ niedrigen Lastniveaus abgebrochen. Es wurde trotz Verwendung diverser Stabilisierungsparameter kein zufriedenstellendes Ergebnis über $12\,mm$ eingeprägter Verschiebung erreicht. Vollwertige Arbeitslinien inklusive Nachbruchbereich können aus den oben genannten Gründen ausschließlich mit *DYNAMIC, EXPLICIT* gewonnen werden. Ergebniskontrollen sind dabei unerlässlich. Die wesentlichste Kontrolle ist hierbei, wie bereits erwähnt, die Beurteilung des Anteils der kinetischen Energie an der gesamten internen Energie *(ALLKE/ALLIE)*. Außerdem können die Ergebnisse der Berechnungen *STATIC, GENERAL* und *STATIC, RIKS* für niedrige Lastniveaus als Kontrollen herangezogen werden. Im Folgenden werden lediglich die Ergebnisse der explizit integrierten Berechnungen gezeigt.

4.2.3.2 Festlegung von Elementen, Netzfeinheit und *ELEMENT DELETION*

Die vorliegende Struktur ist ein komplexer Baukörper mit dreidimensionalen Spannungszuständen, die nur durch Volumenelemente beschreibbar sind. Prinzipiell sollen dafür, wie in *Abschnitt 4.2.1* erklärt, möglichst nur Hexaederelemente verwendet werden, da Tetraederelemente die Struktur tendenziell zu steif abbilden. Auf Grund der Modellgröße und der daraus resultierenden Rechenzeiten werden Elemente mit linearen Ansatzfunktionen gewählt. Zudem stehen in *ABAQUS EXPLICIT* ohnehin nur lineare Elemente zur Verfügung. Somit fällt die Wahl auf C3D8R Elemente. Das sind dreidimensionale (3D) Kontinuumselemente (C) mit acht Knoten (8) und reduzierter Integration (R). Obwohl diese Elemente mit *hourglass-control* ausgestattet sind, erfordert deren Verwendung eine relativ fein diskretisierte Struktur.

Die Einflüsse der Netzfeinheit wurde in [Ant07] untersucht. Wie zu erwarten war, konnten die Messwerte des Versuchs mit der feineren Vernetzung besser angenähert werden. Im Zuge der FE- Analyse der SCSC- Platte werden die Dübelleisten, in Anlehnung an [FPO07] mit drei und die außen liegenden Bleche mit vier Elementschichten diskretisiert.

Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit kann nach den Ergebnissen aus [Ant07] als unbedeutend eingestuft werden. Daher wird für die Parameterstudien der SCSC- Platte durchwegs eine Belastungsgeschwindigkeit von $1\,mm/sec$ gewählt. Da diese Belastungsgeschwindigkeit in den vorausgegangenen Arbeiten nicht untersucht wurde, wird die Inexistenz des Einflusses dieses Parameters anhand von einigen wenigen Vergleichsrechnungen mit $0,5\,mm/sec$ bestätigt.

In [Ant07] wurden die Auswirkungen der Option *ELEMENT DELETION* mit einigen Vergleichsrechnungen untersucht. Bei Aktivierung dieser Funktion werden Elemente, die einen bestimmten Grenzwert von Verformung oder Materialschädigung überschreiten, aus der Struktur entfernt. Als Ergebnis kann zusammenfassend festgehalten werden, dass die Aktivierung dieser Option praktisch keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Da ein Element, das so stark deformiert wird, dass es theoretisch ein negatives Volumen aufweist, die Berechnung zum Abbruch bringt, konnte jedoch durch Aktivierung von *ELEMENT DELETION* die berechnete Zeitspanne *(Time Period)* vor eben diesen Abbrüchen deutlich erhöht werden. Aus diesem Grund wird diese Option bei allen Modellrechnungen zur SCSC- Platte aktiviert. Der Begriff der *Time Period* bezeichnet dabei die rechnerische Zeitspanne, die im dynamischen Berechnungsalgorithmus zur Aufbringung der Belastung verwendet wird. Sie ist nicht gleichbedeutend mit der Rechenzeit, die von der EDV- Anlage zur Gleichungslösung benötigt wird. Eine genauere Erklärung dieses Begriffs befindet sich in *Abschnitt 4.3.4.*

4.2.3.3 Festlegung der Materialmodelle

Da das Bauteilverhalten inklusive des Nachbruchbereichs abgebildet werden soll, muss für alle Materialien ein nichtlineares Werkstoffverhalten berücksichtigt werden.

Für die Stahlteile kommt in Anlehnung an [FPO07], [FPO08], [Ant07], [Iwa07] und [Pet08] das Materialmodell *CLASSIC METAL PLASTICITY* (im Folgenden: *„CMP“*) zum Einsatz. Dieses Materialmodell beruht auf der Vergleichsspannung nach Huber- Hencky und von Mises. Abhängig vom Niveau der Vergleichsspannung wird dabei der Dehnungswert nach den vorgegebenen Gesetzmäßigkeiten ermittelt. Die Spannungs- Dehnungskurve wird dabei tabellarisch ins Programm eingegeben. Im Gegensatz zur Analyse der Push- Out Versuche des Kronendübels, bei der der Werkstoff Stahl ideal elastisch- ideal plastisch modelliert wurde, wird in der vorliegenden Arbeit auch der Verfestigungsbereich berücksichtigt.

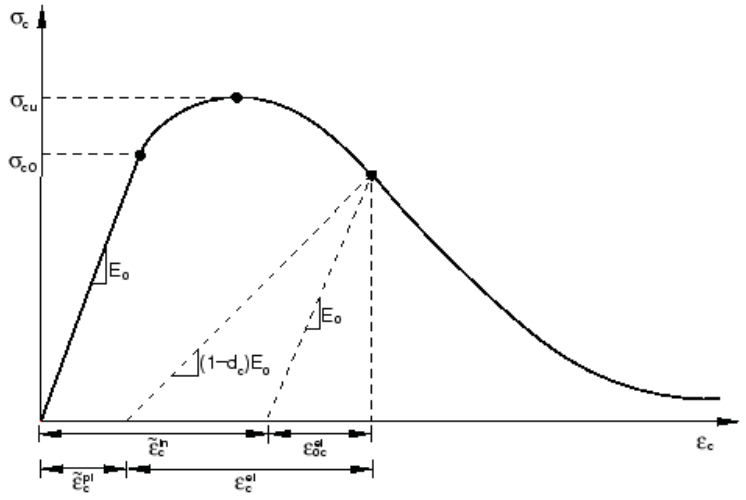


Abbildung 4.10: σ- ε Diagramm für einachsialen Druck in *CDP* [ABA10a]

Als Stoffgesetz des Betons werden in [Iwa07] und [FPO07] die Modelle *CONCRETE SMEA-*

RED CRACKING (im Folgenden: *„CSC“*), *BRITTLE CRACKING* (im Folgenden: *„BC“*) und *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY* (im Folgenden: *„CDP“*) auf ihre Anwendbarkeit und und die Qualität der Ergebnisse hin überprüft. Festzuhalten ist dabei, dass das Modell *CSC* nur in *ABAQUS STANDARD* für implizite statische Verfahren zur Verfügung steht und somit für die vorliegende Analyse ausscheidet. Das Modell *BC* steht ausschließlich für explizite dynamische Verfahren in *ABAQUS EXPLICIT* zur Verfügung, während *CDP* gleichermaßen mit allen Berechnungsalgorithmen eingesetzt werden kann. Alle vorausgegangenen Studien ([FPO07], [FPO08], [Ant07], [Iwa07], [Pet08]) zeigen, dass für die Analyse des Push- Out Tests des Kronendübels das Materialmodell *CDP* die besten Ergebnisse zur Beschreibung von unbewehrtem Beton liefert. Aus diesem Grund wird zur FE- Analyse des Traglastversuchs der SCSC- Platte ausschließlich dieses Modell benutzt.

Das Modell *CDP* zeichnet sich durch isotropes nichtlineares Verhalten in Kombination mit dehnungsabhängiger Steifigkeitsabminderung aus, wobei in Zug- und in Druckverhalten unterschieden wird. Die Spannungs- Dehnungsbeziehung für einachsiale Druckbeanspruchungen ist in *Abbildung 4.10* dargestellt.

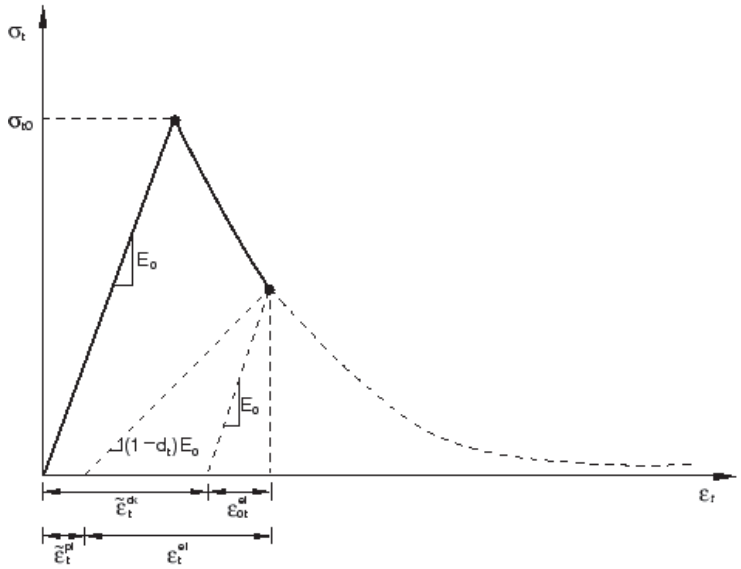


Abbildung 4.11: σ- ε Diagramm für einachsialen Zug in *CDP* [ABA10a]

Obwohl Beton tatsächlich vom Belastungsbeginn weg ein nichtlineares Verhalten aufweist wird näherungsweise und in Übereinstimmung mit den Regelungen aus [EN111], eine lineare Beziehung bis zur Proportionalitätsgrenze σ_{c0} unterstellt[KK11]. Der anschließende Verfestigungsbereich reicht von diesem Grenzwert bis zur Druckfestigkeit σ_{cu}, ab der die Materialentfestigung beginnt. Bei einer rein elastisch- plastischen Betrachtung würde eine Entlastung immer nach einer Geraden mit der Steigung des elastischen E- Moduls E_0 erfolgen. Somit ergäbe sich nach vollständiger Entlastung eine verbleibende Restdehnung von $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$. Die Tilde ist hier eine Bezeichnung aus [ABA10a] und bedeutet nicht, dass es sich um eine Matrize handelt. Um die Gefügezerstörung von Beton bei plastischen Stauchungen berücksichtigen zu können, ist im Materialmodell *CDP* zusätzlich die Definition eines Druck-

Schädigungsparameters d_c möglich. Dieser Parameter gibt die Abminderung des E- Moduls in Abhängigkeit der inelastischen Dehnung $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ an.

Die Spannungs- Dehnungsbeziehung für einachsiale Zugbeanspruchungen ist in *Abbildung 4.11* dargestellt. Es wird ein linearer Spannungs- Dehnungsverlauf bis zur Zugfestigkeit σ_{t0} mit anschließender Materialentfestigung zu Grunde gelegt. Mit dem Entfestigungsbereich kann dabei der so genannte *tension- stiffenening* Effekt für bewehrte Betonkonstruktionen abgebildet werden([KK11]). Die Abnahme der Materialsteifigkeit durch die Rissbildung wird auch für Zugspannungen über einen Schädigungsparameter, hier d_t, berücksichtigt. Dieser Parameter zur Abminderung des E- Moduls kann wahlweise in Abhängigkeit der Rissdehnung, der Rissenergie oder der Rissverformung definiert werden. Anhaltswerte zur Wahl des Verlaufs des Schädigungsparameters gibt die ABAQUS- Beispielsammlung, Beispiel 2.15 ([ABA10a]). Für die Modellierung von unbewehrtem Beton gibt es praktisch kein *tension stiffening*. Um den Effekt in diesem Fall nicht zu überschätzen und trotzdem die Berechnung nicht abbrechen zu lassen, können die Werte aus [ABA10a] beispielsweise halbiert werden[FPO07].

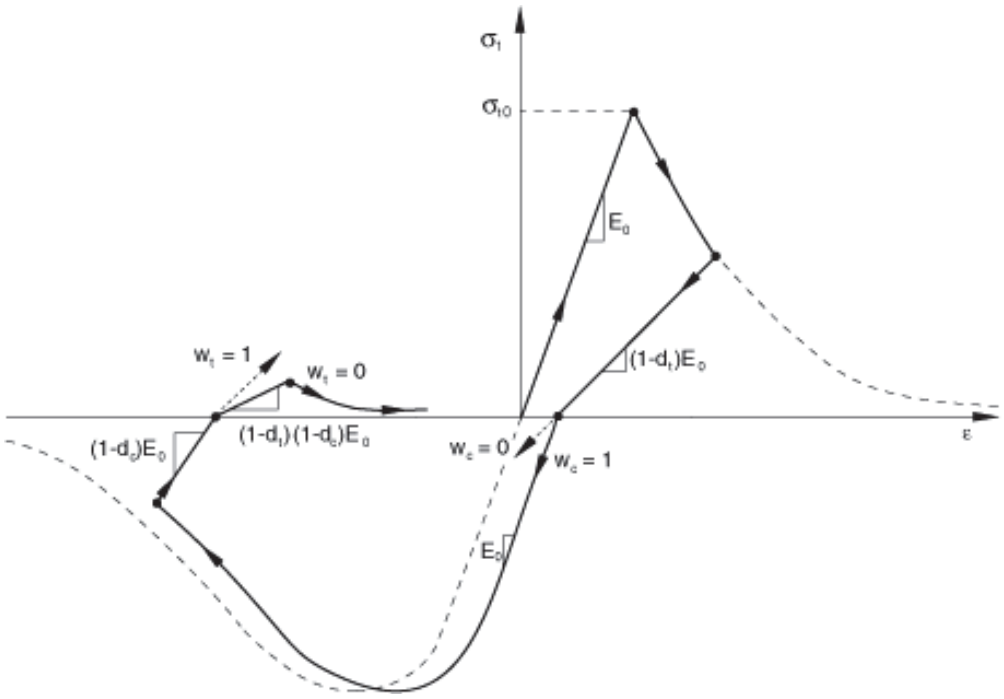


Abbildung 4.12: σ- ε Diagramm für einachsialen Druck- Zug Zyklus [ABA10a]

Die Steifigkeit für Zugspannungen nimmt auf Grund einer Überschreitung der Zugfestigkeit radikal ab. Bei einem anschließenden Wechsel der Belastungsrichtung beeinflusst eine eventuelle Rissbildung jedoch die Steifigkeit für Druckspannungen kaum. Umgekehrt bedeutet eine Gefügezerstörung auf Grund einer Überschreitung der Druckfestigkeit in der Regel auch eine Steifigkeitsabminderung für eventuell später aufgebrachte Zugspannungen. Aus diesem Grund können innerhalb des Materialmodells *CDP* der so genannte *compression recovery* (w_c) sowie der so genannte *tension recovery* (w_t) Wert festgelegt werden. Diese Werte variieren zwischen 0 und 1, wobei 0 keine und 1 eine vollständige Wiederherstellung der Steifigkeit

für die jeweilige Belastungsrichtung bedeutet. Standardmäßig ist *compression recovery* auf 1 und *tension recovery* auf 0 gesetzt. *Abbildung 4.12* zeigt unmaßstäblich einen einachsigen Druck- Zug Zyklus unter Anwendung dieser Standardeinstellungen.

Zur Berücksichtigung von mehrachsialen Spannungszuständen muss eine Versagensfläche im Spannungsraum definiert werden. Die Versagenshypothese von Drucker- Prager ist für den Werkstoff Beton prinzipiell eine gute Näherung. Das Materialmodell *CDP* verwendet daher eine Versagensfläche, die auf Drucker- Prager aufbaut und diese nach neueren Erkenntnissen ([LOOO89], [LF98]) erweitert. Die Versagenshypothese nach Drucker- Prager wird durch einen Kegel im Spannungsraum beschrieben. Die hydrostatische Achse verläuft dabei in der Rotationsachse des Kegels. *Abbildung 4.13* zeigt die Versagensfläche des klassischen Drucker-Prager Kriteriums im Spannungsraum. Am linken Teilbild ist dabei eine Axonometrie und am rechten Teilbild ein Schnitt durch die deviatorische Ebene, das ist die Ebene, die normal auf die hydrostatische Achse steht, dargestellt.

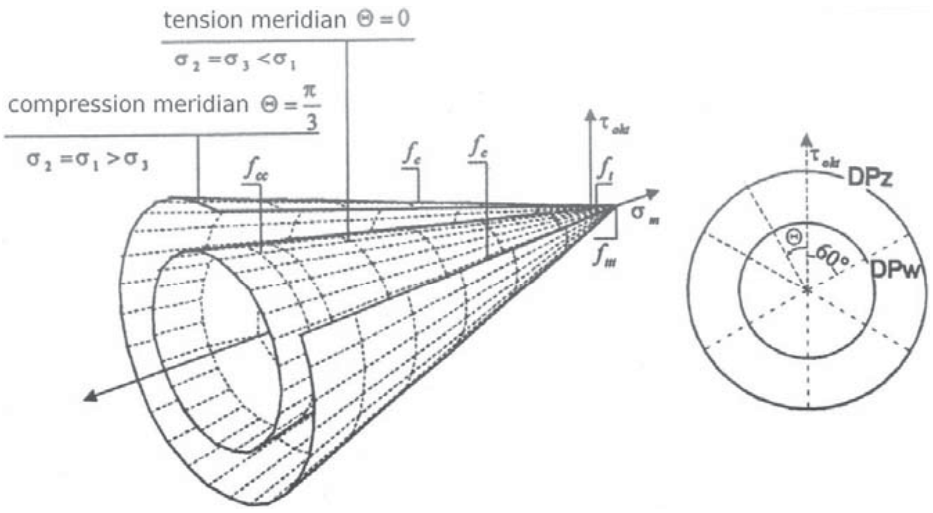


Abbildung 4.13: Versagensfläche der klassischen Drucker- Prager Hypothese [KK11]

Die Anpassung der Versagensfläche an das tatsächliche mechanische Verhalten von Beton geht auf [LOOO89]zurück und wurde in [LF98] weiterentwickelt. Sie beinhaltet im Wesentlichen drei Modifikationen:

Die Modifikation in der deviatorischen Ebene nach *Abbildung 4.14* sieht eine vom Kreis abweichende Form vor. Der Faktor K_c gibt dabei die Intensität der Abweichung an. Bei $K_c = 0,5$ entspricht die Schnittfigur einem gleichseitigen Dreieck während bei $K_c = 1,0$ der Kreis nach Drucker-Prager beschrieben wird. Die Standardeinstellung in ABAQUS folgt mit $K_c = 2/3$ den Empfehlungen von [LOOO89].

Die Modifikation in der Meridianebene, die normal auf die deviatorische Ebene steht und durch die hydrostatische Achse verläuft, definiert die Erzeugende der Versagensfläche als Hyperbel. Die Geometrie dieser Hyperbel, dargestellt in *Abbildung 4.15*, wird durch den Parameter *eccentricity* (im Bild *ecc.*) und den Winkel der Asymptote ψ festgelegt. Die *eccentricity* beschreibt, vereinfacht gesagt, die Konvergenzrate, mit der

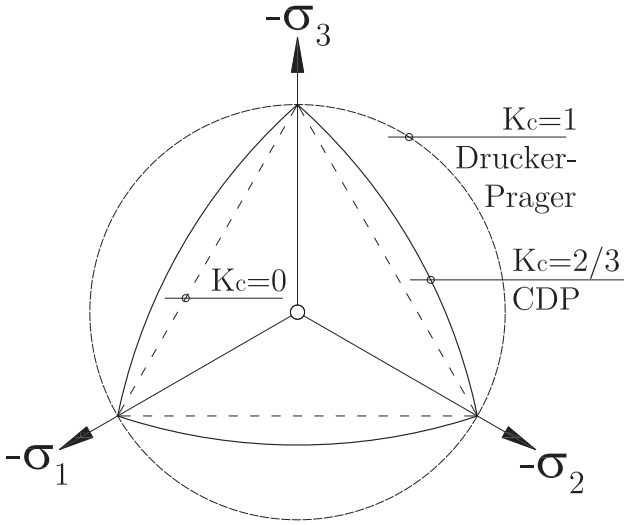


Abbildung 4.14: Schnitt durch die deviatorische Ebene in *CDP*

sich die Hyperbel an die Asymptoten, also dem klassischen Drucker- Prager Modell, annähert. Der Winkel ψ kann als innerer Reibungswinkel des Materials interpretiert werden und ist daher mit 45° nach oben hin begrenzt.

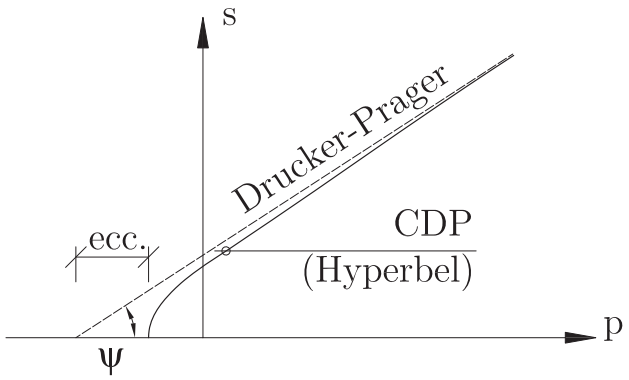


Abbildung 4.15: Schnitt durch die Meridianebene in *CDP*

Wird *eccentricity*= 0 gesetzt, wird die Erzeugende der Versagensfläche zur Geraden und entspricht somit wieder dem Drucker- Prager Kriterium. Der Wert von *eccentricity* entspricht jener Strecke auf der hydrostatischen Achse, die zwischen Scheitelpunkt der Hyperbel und Schnittpunkt der Asymptoten liegt. Sie kann aus dem Verhältnis von Zugfestigkeit zu Druckfestigkeit bestimmt werden und wird in [ABA10a] mit $0,1$ vorgeschlagen. Die Standardeinstellungen in ABAQUS lauten somit *eccentricity*= $0,1$ und $\psi = 36$.

Die Modifikation in der Ebene des ebenen Spannungszustandes beschreibt die Spannungsbegrenzung unter mehrachsialem Druck. Dies wird mit dem Verhältnis f_{b0}/f_{c0} oder σ_{b0}/σ_{c0} nach *Abbildung 4.16*, also dem Verhältnis zwischen zweiachsialer und einachsialer Druckfestigkeit, geregelt. Basierend auf den Empfehlungen von [LOOO89]

wird der Wert für dieses Verhältnis in ABAQUS standardmäßig auf $1,16$ voreingestellt.

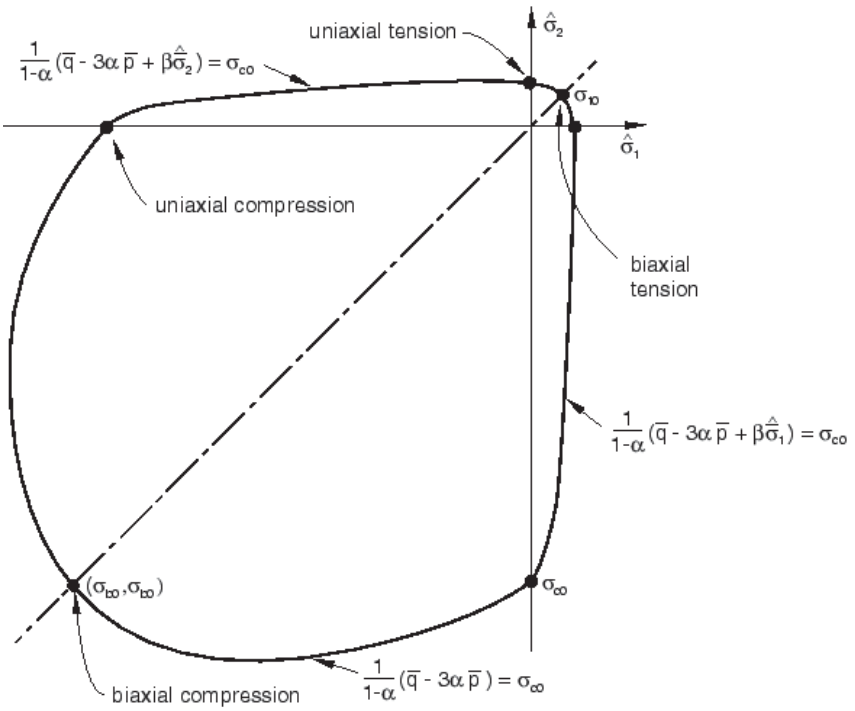


Abbildung 4.16: Darstellung des ebenen Spannungszustandes [ABA10a]

In [ABA10a] wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass das Materialmodell *CDP* auf große hydrostatische Spannungszustände nicht anwendbar ist. Die zugrunde liegende Theorie deckt jedoch moderate hydrostatische Zustände mit Drücken bis in etwa zur vier- bis fünffachen einachsialen Festigkeit ab. Treten regional konzentriert größere, dreiachsiale Spannungszustände auf, sind die Ergebnisse dieser Regionen jedenfalls zu hinterfragen.

4.2.3.4 Einflüsse der Variationsparameter bei den Studien zum Kronendübel

Abschließend zu diesem Unterabschnitt wird zusammengefasst, welche Parameter im Rahmen der Studien zum Kronendübel variiert wurden. Ausgehend davon werden dann die Variationsparameter für die Analyse der SCSC- Platte im nächsten Abschnitt festgelegt.

Der Integrationsalgorithmus (implizite und explizite Integration) wurde in [FPO07] und [Iwa07] untersucht. Es wurde erwartungsgemäß festgestellt, dass ausschließlich die explizite Integration zur Nachrechnung von kraftgesteuerten Traglastversuchen verwendet werden kann.

Die Wahl des Materialmodells wurde in [FPO07] und [Iwa07] untersucht. Es zeigte sich, dass mit dem Materialmodell *CDP* die bestmögliche Beschreibung des Tragverhaltens von unbewehrtem Beton möglich ist.

Der Einfluss des *tension- stiffeneing* Effekts wurde in [FPO07] und [Iwa07] untersucht und die daraus gewonnenen Ergebnisse in [Ant07] angewendet. Es zeigte sich, dass sich eine Halbierung der Rissverformungen, die im Beispiel in [ABA10a] verwendet werden, positiv auf die Abbildung des Nachbruchbereichs der FE- Analyse der Traglastversuche des Kronendübels auswirkte.

Der Einfluss des Schädigungsparameters für Druckbeanspruchung d_c wurde in [FPO08] und [Ant07] untersucht. Eine Vernachlässigung dieses Parameters ergab durchwegs zu große rechnerische Dübeltragfähigkeiten. Mit einer Wahl in der Größenordnung von $0,6$ konnte man sich von oben an die gemessenen Versuchskurven annähern.

Die Netzfeinheit wurde in [Ant07] untersucht. Erwartungsgemäß ergab ein feineres Netz bessere Ergebnisse. Das Netz der hier untersuchten Modelle der SCSC- Platte ist an die optimierten Netzfeinheiten aus [Ant07] angelehnt.

Die Belastungsgeschwindigkeit wurde in [Ant07] zwischen $0,1$ und $0,5$ variiert. Es konnte kein signifikanter Einfluss festgestellt werden.

Die Aktivierung der Option *Element Deletion* wurde in [Ant07] untersucht und ergab durchwegs eine Verlängerung der berechenbaren Zeitspanne.

Der angesetzte Reibbeiwert zwischen Stahl und Beton wurde in [FPO07] und [Iwa07] zwischen $0,3$ und $0,7$ variiert. Die Erkenntnisse wurden in [Ant07] bereits berücksichtigt.

Der Einfluss des Dilatationswinkels ψ wurde in [FPO07] und [Iwa07] in einem Bereich zwischen $12°$ und dem Maximalwert von $45°$ untersucht. Ein eindeutiger Trend konnte daraus nicht abgeleitet werden.

4.2.4 Festlegung der Variationsparameter der Parameterstudien

Im folgenden Abschnitt werden die zur Analyse der SCSC- Platte festgelegten Variationsparameter zusammengefasst. Insgesamt werden im Rahmen der Untersuchungen 40 Modelle für den Plattentyp A und 25 Modelle für den Plattentyp C untersucht. Die Bezeichnung der einzelnen Rechenmodelle gibt die jeweilige Parameterkombination wieder, die bei der FE-Analyse zum Einsatz kommt. *Abbildung 4.17* zeigt beispielhaft anhand eines Modells das gewählte Bezeichnungssystem.

4.2.4.1 Plattentyp

Zur Beurteilung der Tragmechanismen innerhalb der SCSC- Platte wurden die Plate mit den Kronendübeln (Typ A) und die Platte mit den Lochleisten (Typ C) untersucht. Die Tragfunktionen der Typen B und D unterscheiden sich kaum von jenen der untersuchten Platten und können daher aus den vorhandenen Ergebnissen abgeleitet werden. Eine genauere Erläuterung dazu befindet sich in *Abschnitt 4.6*. Der erste Buchstabe der Modellbezeichnung gibt den Plattentyp wieder.

A	1ms	CDP2	f70	Psi45	DP55
Plattentyp	Belastungsgeschwindigkeit	Zugschädigungsparameter	Reibbeiwert	Dilatationswinkel	Druckschädigungsparameter

Abbildung 4.17: Bezeichnungssystem der FE- Modelle zur Identifikation der Parameterkombination

4.2.4.2 Zugschädigungsparameter d_t

In Anlehnung an die Arbeiten [FPO07] und [Iwa07] wird der Einfluss des Entfestigungsbereichs bei Beton- Zugspannungen untersucht. Dazu werden zwei Modelle verwendet:

CDP1 (in der Modellbezeichnung) entspricht genau den Werten des Beispiels „Seismic analysis of a concrete gravity dam“ aus dem ABAQUS Manual [ABA10a]. Es wird die Formulierung des Schädigungsparameters in Abhängigkeit der Rissverformung gewählt.

CDP2 (in der Modellbezeichnung)entspricht den auch in [FPO07] und [Iwa07] verwendeten, halbierten Werten der Rissdehnungen von CDP1. Damit soll, da es sich um unbewehrten Beton handelt, der hier unerwünschte Einfluss des *tension- stiffenening* Effekts minimiert werden.

4.2.4.3 Druckschädigungsparameter d_c

Die eigentliche Parameterstudie wird mit einem linearen Verlauf von d_c bis zu einem Maximalwert von $0,55$ durchgeführt. Eine genauere Begründung der Wahl dieses Werts erfolgt in *Abschnitt 4.3.2*. Eine Variation der Maximalwerte d_c, genauer die Untersuchung der Maximalwerte $0,2$ (in der Modellbezeichnung: DP20) und von $0,0$ (in der Modellbezeichnung: DP00), wird im Sinne einer Nachlaufrechnung an einigen jener Modelle der Parameterstudie untersucht, die zufriedenstellende Ergebnisse liefern.

4.2.4.4 Belastungsgeschwindigkeit

Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit ist nach [Ant07] gering. Da bei der Studie zur SCSC- Platte jedoch mit einem Wert der Belastungsgeschwindigkeit in der Höhe von $1mm/sec$ (in der Modellbezeichnung: 1ms) von den Referenzuntersuchungen abgewichen wird, wird die Vernachlässigbarkeit dieses Einflusses an einigen Modellen anhand einer Berechnung mit halbierter Belastungsgeschwindigkeit (in der Modellbezeichnung: 05ms) bestätigt.

4.2.4.5 Dilatationswinkel ψ

Der Dilatationswinkel ψ wird in der Literatur mit Werten zwischen 12° und 45° angegeben [FPO07]. Der Einfluss dieses Parameters wird anhand der diskreten Werte 30° ; 35° ; 40° und 45° untersucht. In der Modellbezeichnung wird der jeweils angesetzte Dilatationswinkel mit Psi und dem Winkel selbst vermerkt (Bsp. Psi35).

4.2.4.6 Reibungsbeiwerte

Der Reibbeiwert zwischen Beton und Stahl wird auf allen Flächen, abgesehen von den Stahldübelstirnflächen, gleich Null gesetzt. Diese Annahme begründet sich zum einen auf den Erkenntnissen aus [Ant07] und zum anderen auf der sicheren Abschätzung der undefinierbaren Streuung dieser Werte. Da bei der Produktion der Prüfkörper keinerlei Vorbereitung zur Aktivierung (Bsp. Sandstrahlen) respektive zur Ausschaltung (Bsp. Gleitfolien) von Reibungskräften getroffen wurden, ist weder ein einheitlicher Reibungsbeiwert innerhalb eines Körpers noch eine Vergleichbarkeit der Reibungszahlen der Versuchskörper untereinander zu erwarten. Die Nichtbeachtung der Reibung bedeutet somit, dass die errechneten Tragfähigkeiten tendenziell unter den gemessenen liegen.

Die Reibung zwischen Beton und Stahl an den Dübelstirnflächen birgt jedoch sehr wohl die Möglichkeit einer bemerkbaren Beeinflussung der Ergebnisse. Zudem sind durch die maschinell brenngeschnittene Kontaktfuge ohne besondere Nachbehandlung durchwegs die gleichen Oberflächenbedingungen und somit konstant bleibende Reibbeiwerte unterstellbar. Daher werden in diesen Fugen die Reibzahlen $0,3$; $0,5$ und $0,7$ untersucht. In der Modellbezeichnung wird der jeweils angesetzte Reibbeiwert mit f und der Reibungszahl in Prozent vermerkt (Bsp. f50).

4.3 Modellierung der Struktur in ABAQUS

Lit.: [FHJ11a]

Der folgende Abschnitt zeigt die Modellierung der Struktur im Programm ABAQUS mit allen notwendigen Schritten am Beispiel der Platte des Typs A. Für eine gleichartige Beschreibung der Modellierung der Platte des Typs C wird an dieser Stelle auf [Fra12b] verwiesen.

Um den numerischen Aufwand so weit wie möglich zu begrenzen, müssen alle Symmetrieeigenschaften des Systems ausgenutzt werden. Da eine mittige, linienförmige Last eine symmetrische Belastung der Struktur darstellt, ist es möglich, nur die halbe Stützweite zu untersuchen und den Symmetrieschnitt in z- Richtung verschieblich einzuspannen. Dies wird durch eine Sperrung der Verschiebungen der betreffenden Schnittflächen in x Richtung erreicht. Unter der vereinfachenden Annahme der unendlichen Ausdehnung der Platte in y- Richtung kann die gleiche Vorgehensweise mit beliebigen Schnitten in der $x-z$ Ebene erfolgen. Daher wird für das rechnerische Modell ein 500 mm breiter Streifen zwischen zwei Stahldübelleisten abgebildet und die sich daraus ergebenden Schnittufer flächig in y- Richtung festgehalten. *Abbildung 4.18* zeigt den tatsächlich in ABAQUS modellierten Bereich der SCSC- Platte inklusive Belastung aus dem Versuchsaufbau.

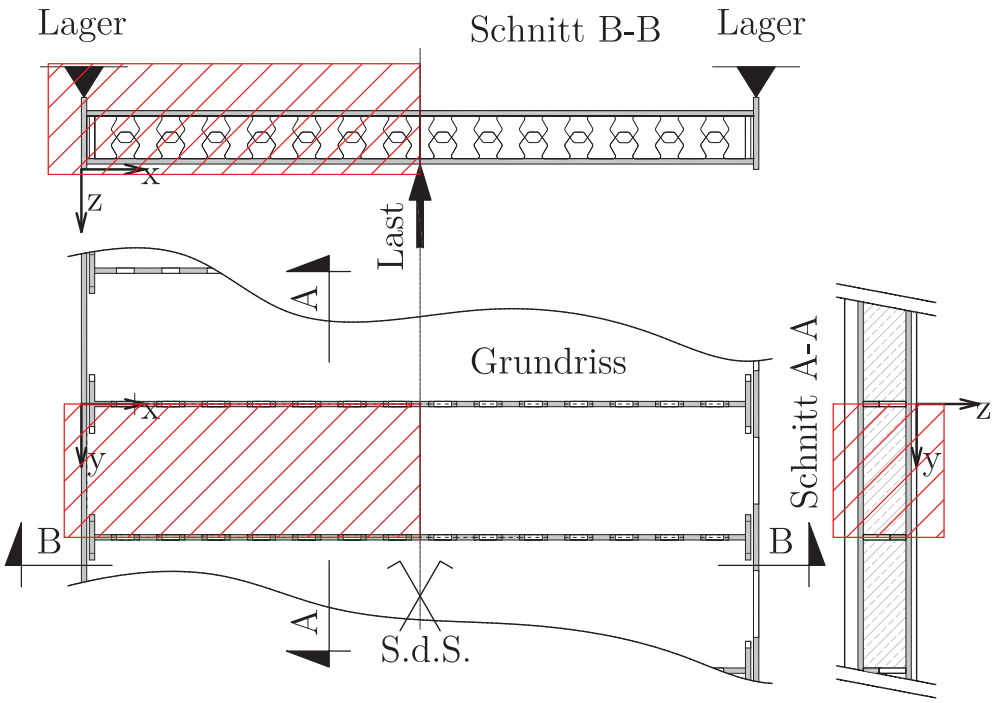


Abbildung 4.18: Betrachteter Plattenausschnitt für die ABAQUS- Modellierung

Da eine Modellierung von variablen Blechdicken und Bauhöhen in ABAQUS sehr aufwändig ist, beruhen sämtliche Modelle auf Planmaßen und nicht auf gemessenen Ist- Maßen. Eine Abschätzung, mit welchem Faktor eine Abweichung der Bauhöhe erfolgen kann, wurde in *Kapitel 3* erläutert. Dieser Faktor wird jedoch nicht auf die Ergebnisse der ABAQUS Berechnung, sondern auf die im Labor ermittelten Messwerte angewendet. So kann eine Vergleichbarkeit aller Plattentypen mit allen theoretischen Modellen hergestellt werden.

Die Erstellung des Modells in ABAQUS erfolgt teils grafisch, wie in einem CAD Programm und teils durch numerische Eingabe von Werten oder Wertepaaren. Der Ablauf der Modellierung sollte dabei in Anlehnung an die Reihenfolge des *Model Trees* der Benutzeroberfläche (siehe *Abbildung 4.9*) erfolgen. Die folgenden Abschnitte entsprechen dieser Reihenfolge und geben die wesentlichen Schritte der Modellierung sowie die gewählten Einstellungen und die eingegebenen Werte wieder.

4.3.1 PARTS und MESH: Erstellung und Vernetzung der Geometrie

Das Modell besteht aus acht *Parts*. Das sind Einzelteile, die im Anschluss wie Bausteine zum Gesamtmodell zusammengesetzt werden. Diese *Parts* sind:

- **Die Stahlteile**

  Das Oberteil besteht aus dem oben liegenden (Deck-)Blech, der längs halbierten stählernen Dübelleiste und der zugehörigen Auflagersteife. *Abbildung 4.19* zeigt dieses Teil inklusive der vorgenommenen Partitionierungen.

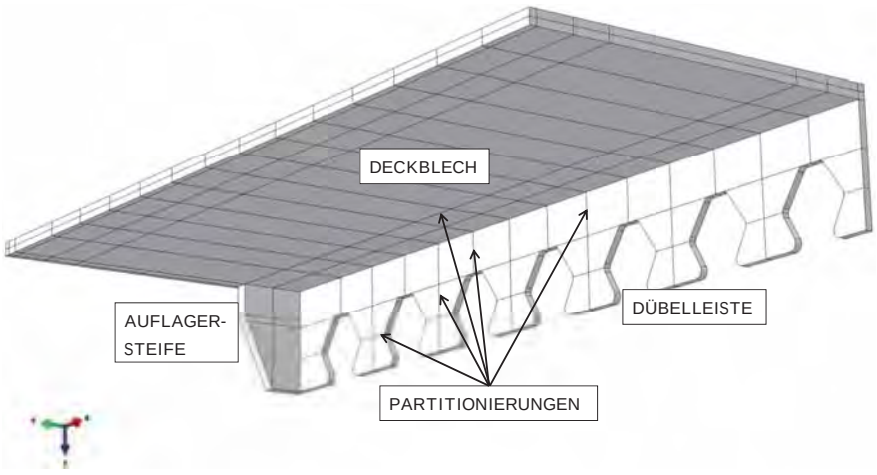
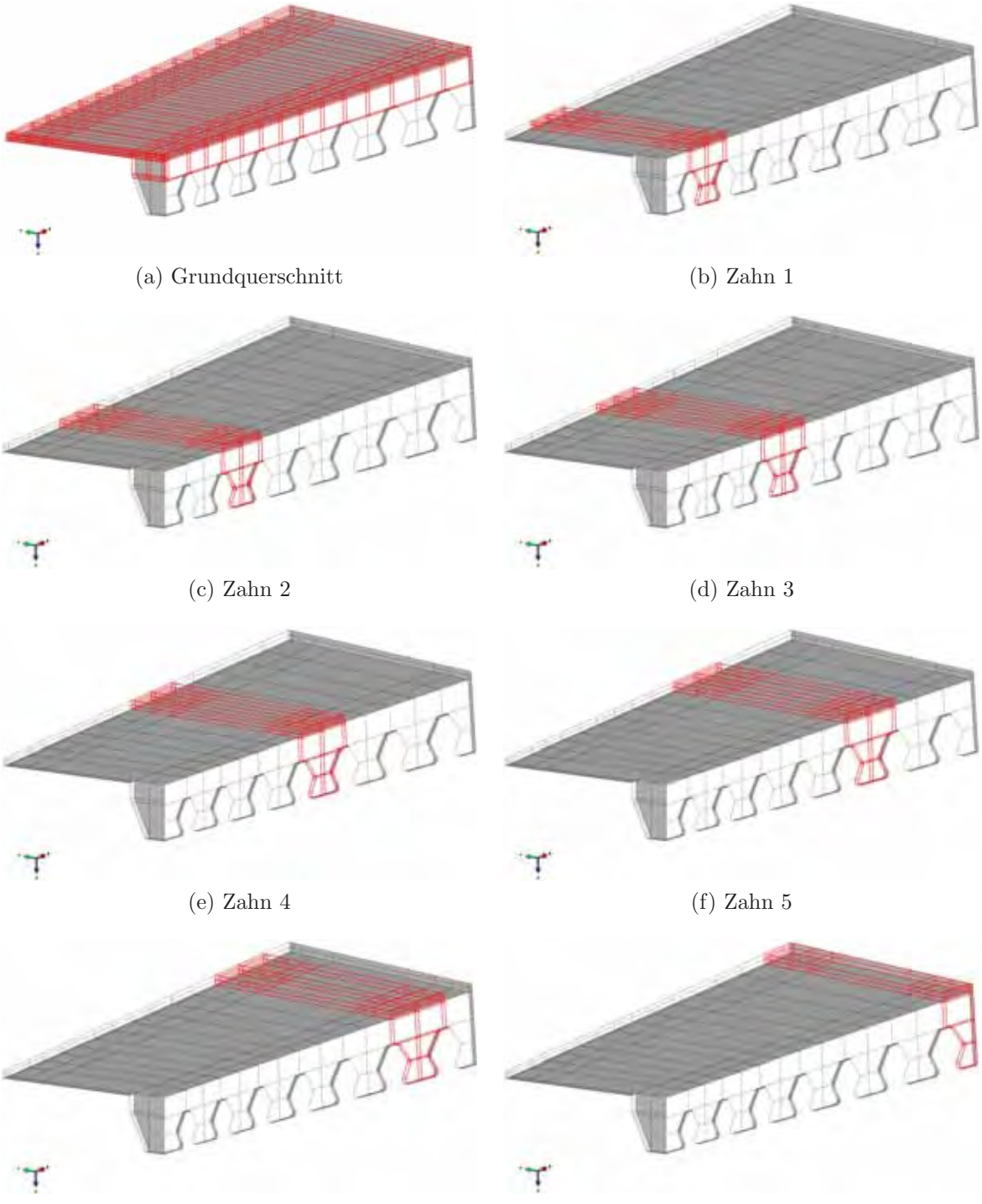


Abbildung 4.19: Oberteil der Platte des Typs A

Partitionierungen sind Teilungen der erstellten *Parts*, die Elementfugen bei der Vernetzung erzwingen. Damit können komplizierte Flächen oder Körper in einfachere Teile zerlegt und somit eine gewisse Grundgeometrie des gewünschten Netzes vorgegeben werden. Erfolgt bei *Parts*, die keine simple Geometrie wie beispielsweise eine Quaderform haben, keine Partitionierung, ist in der Regel nur eine freie Vernetzung mit Tetraederelementen möglich. Da dieser Elementtyp jedoch nach Möglichkeit vermieden werden soll, ist eine systematische Partitionierung aller *Parts* vorteilhaft und ratsam.

Nach der Erstellung der Parts können Teilbereiche als so genannte *Sets* definiert werden. Dies ist vor allem im Hinblick auf das *Post- Processing* ein wertvolles



(a) Grundquerschnitt

(b) Zahn 1

(c) Zahn 2

(d) Zahn 3

(e) Zahn 4

(f) Zahn 5

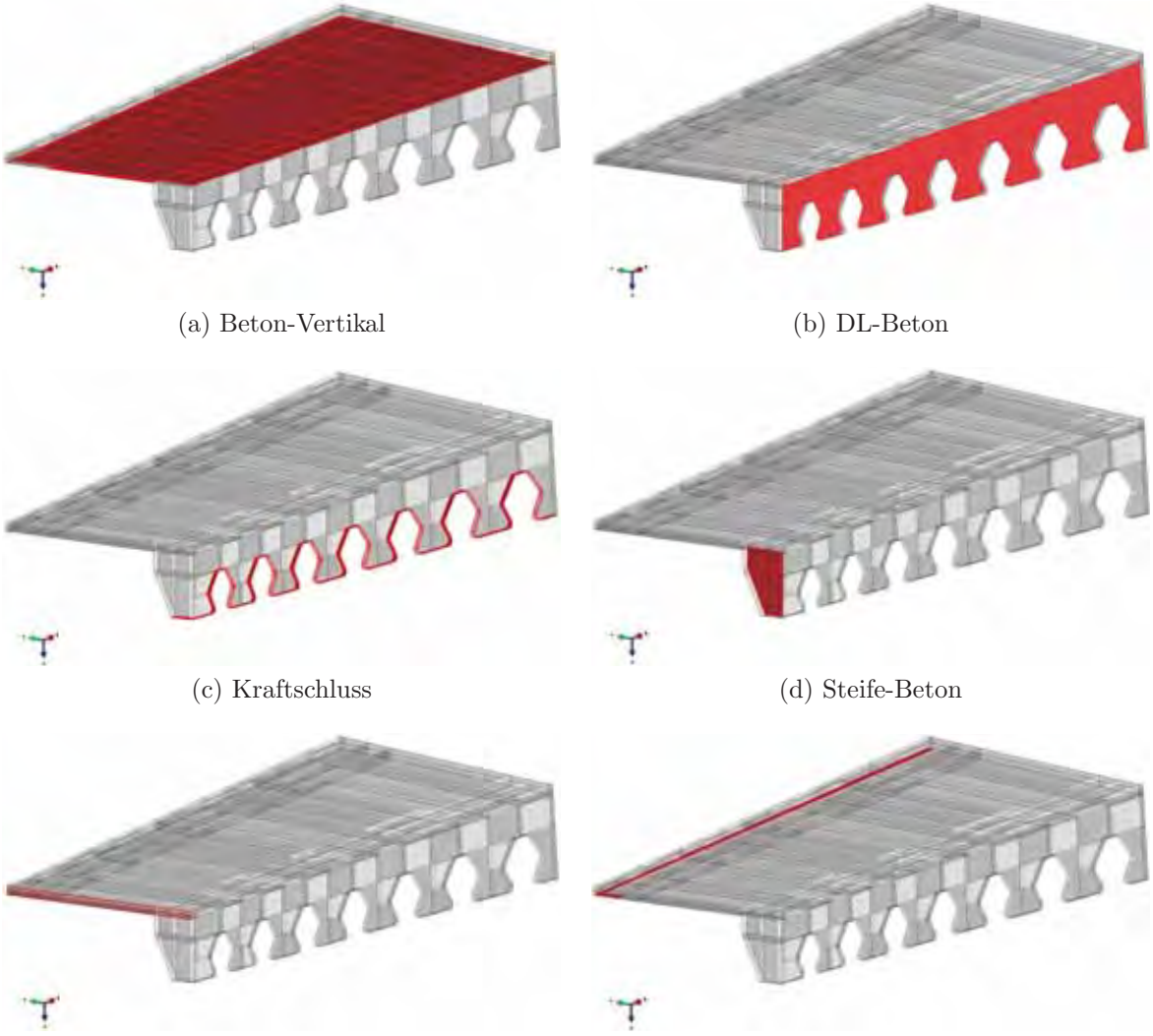
(g) Zahn 6

(h) Zahn 7

Abbildung 4.20: definierte *Sets* am Oberteil

Werkzeug, da die *Sets* dort isoliert betrachtet werden können. *Abbildung 4.20* zeigt die definierten *Sets* des Oberteils.

Zur späteren Formulierung der Kontaktbedingungen ist es ratsam, schon auf den *Parts* die späteren Kontaktflächen als *Surfaces* zu definieren. Die betreffenden Interaktionsbedingungen werden in *Abschnitt 4.3.3* definiert und den jeweiligen *Surfaces* zugewiesen. *Abbildung 4.21* zeigt die definierten *Surfaces* des Oberteils.



(a) Beton-Vertikal (b) DL-Beton

(c) Kraftschluss (d) Steife-Beton

(e) Unten-Oben-1 (f) Unten-Oben-2

Abbildung 4.21: definierte *Surfaces* am Oberteil

Nach der Erstellung und Partitionierung jedes *Parts* wird dieser vernetzt. Dazu werden aus den oben genannten Gründen C3D8R, also 8 Knoten Hexaederelemente mit linearen Verschiebungsansätzen und einem Integrationspunkt pro Element, verwendet. Zur Vernetzung stehen in ABAQUS diverse Algorithmen zur Verfügung[ABA10a]. Diese sind:

FREE vernetzt die Struktur ohne vorgegebene Muster und ist daher sehr flexibel. Es können sehr komplexe Topologien, meist auch ohne Partitionierung,

vernetzt werden. Für die freie Vernetzung stehen jedoch nur Tetraederelemente zur Verfügung, weshalb sie im gegenständlichen Fall nicht zur Anwendung kommen soll.

STRUCTURED vernetzt die Struktur nach vorgegebenen Mustern für Vielecke. Diese Muster werden in allen Richtungen des Raumes an die tatsächliche Topologie angepasst und so möglichst gleichmäßige Hexaederelemente erreicht. Das *structured meshing* kann nur für sehr simple Formen angewendet werden. Dieser Vernetzungsalgorithmus sollte nach Möglichkeit durch eine geschickte Wahl der Partitionierungen angewendet werden.

SWEEP vernetzt zuerst die sogenannte *source side*, das ist eine wählbare Oberfläche des zu vernetzenden Körpers zweidimensional. Im Anschluss daran werden die Knoten dieses Netzes in möglichst regelmäßigen Abständen entlang des so genannten *sweep path*, das ist eine zu definierende Kante des Körpers, kopiert. Somit entsteht, je nach Wahl von *source side* und *sweep path*, ein mehr oder weniger regelmäßiges Elementnetz aus Hexaederelementen. Dieser Vernetzungsalgorithmus sollte dann angewendet werden, wenn *structured meshing* auf Grund einer zu komplizierten Geometrie nicht gelingt.

In der CAE- Oberfläche wird mit der Färbung des jeweiligen Bereichs angezeigt, welcher Vernetzungsalgorithmus anwendbar ist. In *Abbildung 4.22* sind die Vernetzungsbereiche für das Oberteil dargestellt. Eine grüne Färbung bedeutet dabei eine *STRUCTURED* Vernetzung während gelb gefärbte Bereiche mit dem Algorithmus *SWEEP* vernetzt werden.

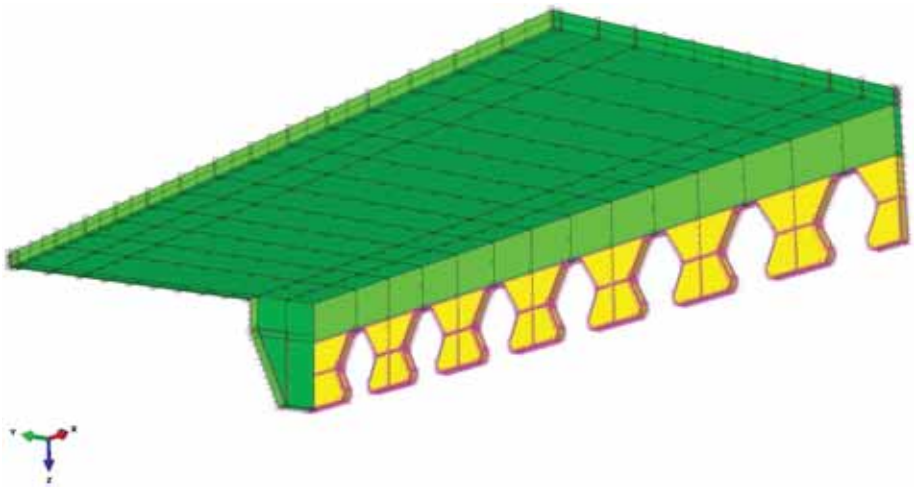
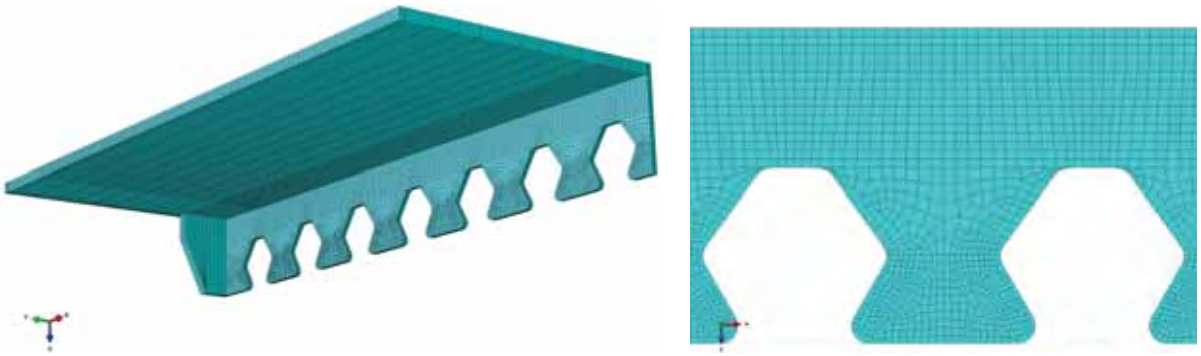


Abbildung 4.22: Vernetzungsalgorithmen und Seeds des Oberteils

Die angestrebte Kantenlänge der einzelnen Elemente wird über den Befehl *SEED* vorgegeben. Die so erstellten *seeds* sind Teilungspunkte der Objektkanten, die nach der Vernetzung zu Elementknoten werden. Es gibt die Möglichkeiten, die *seeds* für den gesamten *Part* global zu definieren oder ausgewählte Kanten feiner zu unterteilen. Die seeds an Elementkanten können zudem in einer definierten Richtung verdichtet werden. Die globalen *seeds* sind in *Abbildung 4.22* schwarz und die lokalen Verdichtungen im Bereich der Stahlzähne violett dargestellt. Im

gegenständlichen Fall wurden die globalen *seeds* mit einer angestrebten Elementkantenlänge von 40 mm und die lokalen Verdichtungen mit einer angestrebten Elementkantenlänge von 10 mm erstellt.



(a) vernetztes Oberteil (b) Netzdetail des Stahlzahns

Abbildung 4.23: fertige Vernetzung des Oberteils

Nach diesen notwendigen Vorarbeiten kann der betreffende Part mit dem Befehl *MESH PART* vernetzt werden. Mit dem Befehl *VERIFY MESH* kann überprüft werden, ob bei der Vernetzung Elemente mit geometrisch ungünstigen Verhältnissen oder fehlerhafte Elemente erstellt wurden. Ist dies der Fall, kann das erstellte Netz nicht nachträglich über die CAE- Oberfläche verändert werden. Das Netz muss gelöscht, die betreffenden Optionen geändert und anschließend der *Part* neu vernetzt werden. *Abbildung 4.23* zeigt in Teilbild (a) das fertig vernetzte Oberteil und in Teilbild (b) einen Teilausschnitt des verdichteten Netzes im Bereich eines Stahlzahns.

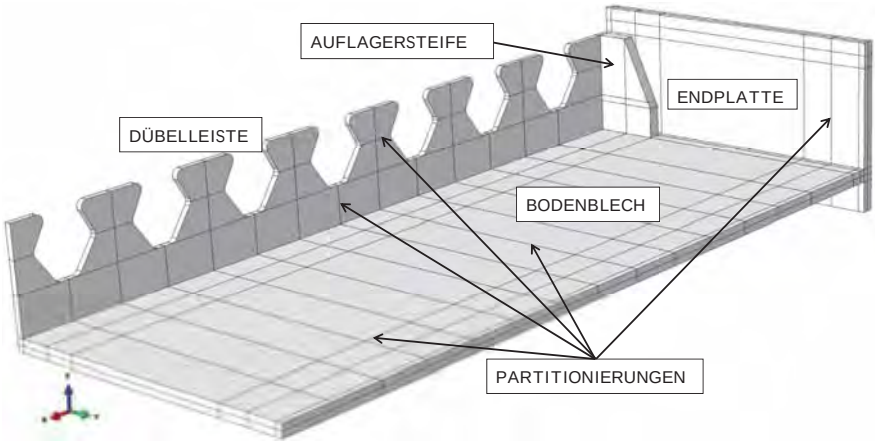
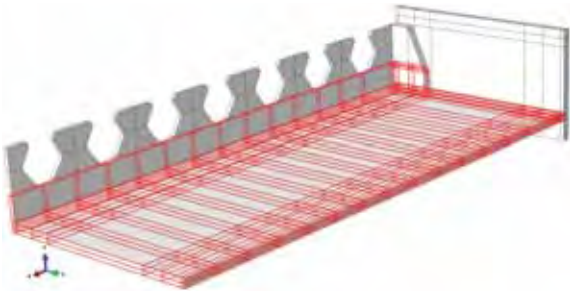
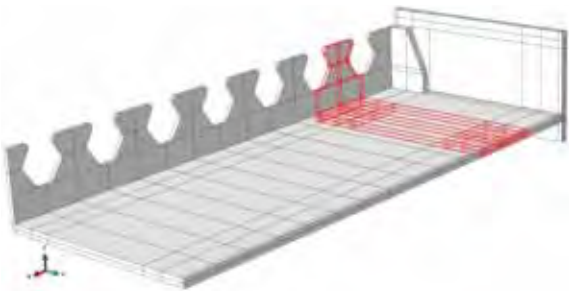


Abbildung 4.24: Unterteil der Platte des Typs A

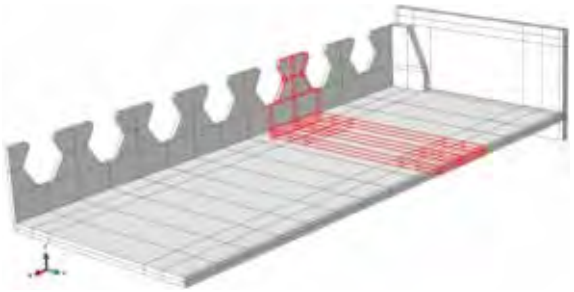
Das Unterteil besteht aus dem unten liegenden (Boden-)Blech, einer längs halbierten stählernen Dübelleiste, der zugehörigen Auflagersteife und der Endplatte des Versuchskörpers. *Abbildung 4.24* zeigt dieses Teil inklusive der vorgenommenen Partitionierungen. *Abbildung 4.25* zeigt die definierten *Sets* und *Abbildung 4.26* die definierten *Surfaces* des Unterteils.



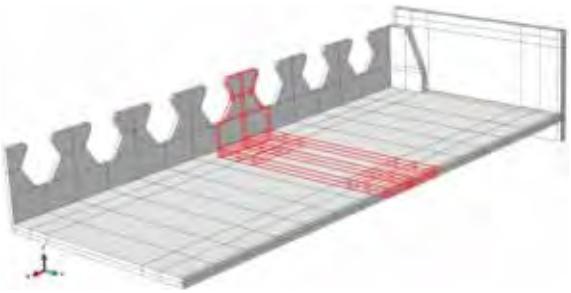
(a) Grundquerschnitt



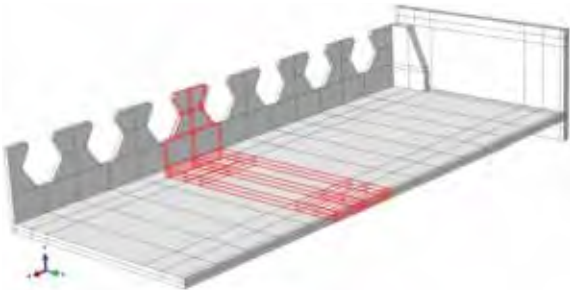
(b) Zahn 1



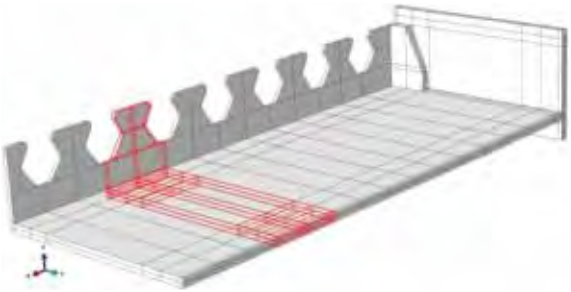
(c) Zahn 2



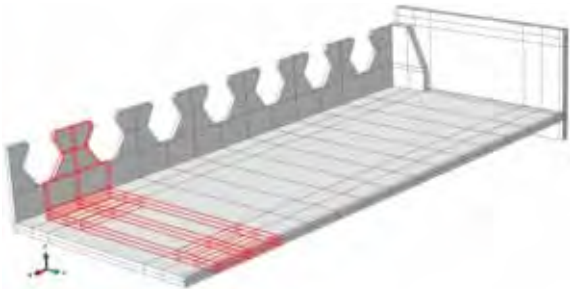
(d) Zahn 3



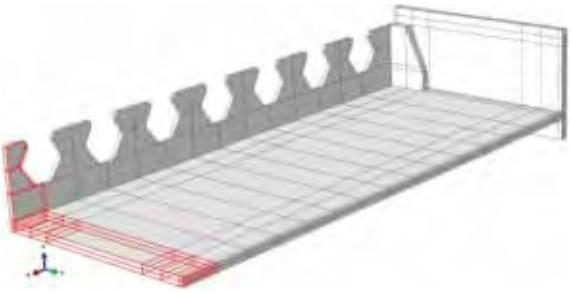
(e) Zahn 4



(f) Zahn 5

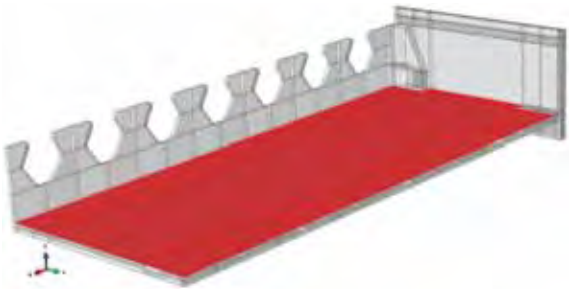


(g) Zahn 6

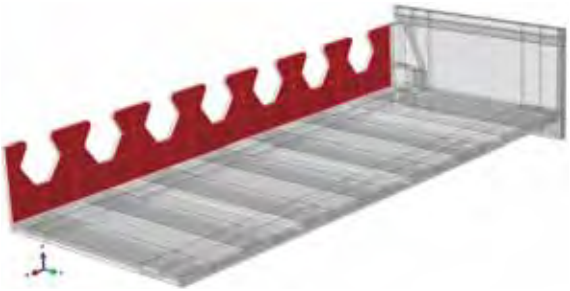


(h) Zahn 7

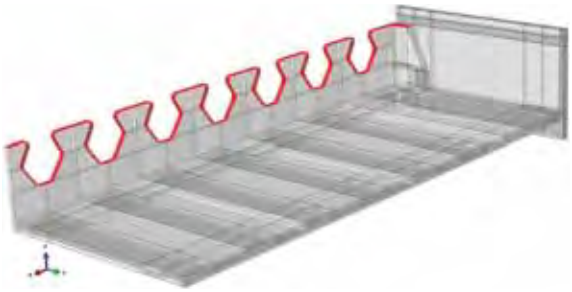
Abbildung 4.25: definierte *Sets* am Unterteil



(a) Beton-Vertikal



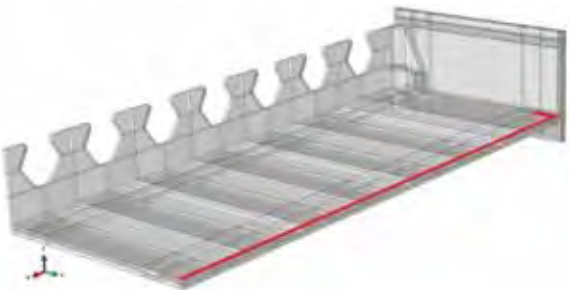
(b) DL-Beton



(c) Kraftschluss

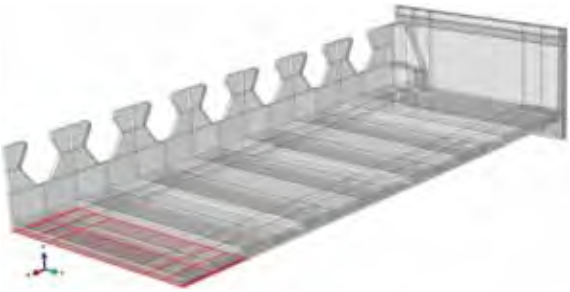
(d) Steife-Beton

(e) Unten-Oben-1



(f) Unten-Oben-2

(g) Betonkern-Stirnplatte



(h) Lasteinleitung

Abbildung 4.26: definierte *Surfaces* am Unterteil

Die Elementwahl, die Zuweisung der Vernetzungsalgorithmen *STRUCTURED* und *SWEEP* sowie die Austeilung der *seeds* erfolgt exakt äquivalent zum Oberteil und wird daher an dieser Stelle nicht wiederholt. Auch auf die Darstellung des vernetzten Teils kann verzichtet werden.

Die Lasteinleitungsplatte ist ein Blechstreifen mit einer Breite von 50 mm, einer Dicke von 30 mm und einer Länge von 500 mm. Dieser Streifen wird zur Eintragung der Belastung in das Bodenblech des eigentlichen Modells verwendet. Auf eine bildhafte Darstellung wird an dieser Stelle verzichtet.

- **Die Betonteile**

  Der Betondübel ist jener Teil des Füllbetons, der im unmittelbaren Bereich der Stahldübelleisten liegt. Da dort hohe Spannungsgradienten, kombiniert mit ausgeprägtem materiell nichtlinearem Verhalten, zu erwarten sind, ist der Betondübel mit besonderer Sorgfalt und Netzfeinheit zu diskretisieren. Die Tiefe des Bereichs, die der Breite des *Parts* „Betondübel“ entspricht, wird mit 100 mm festgelegt. *Abbildung 4.27* zeigt dieses Teil inklusive der vorgenommenen Partitionierungen.

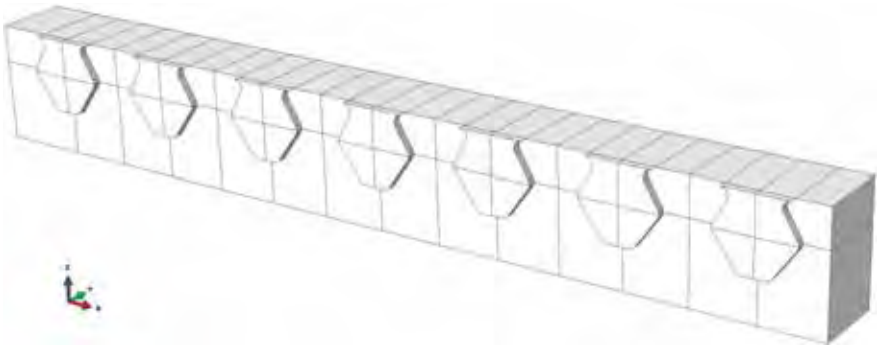
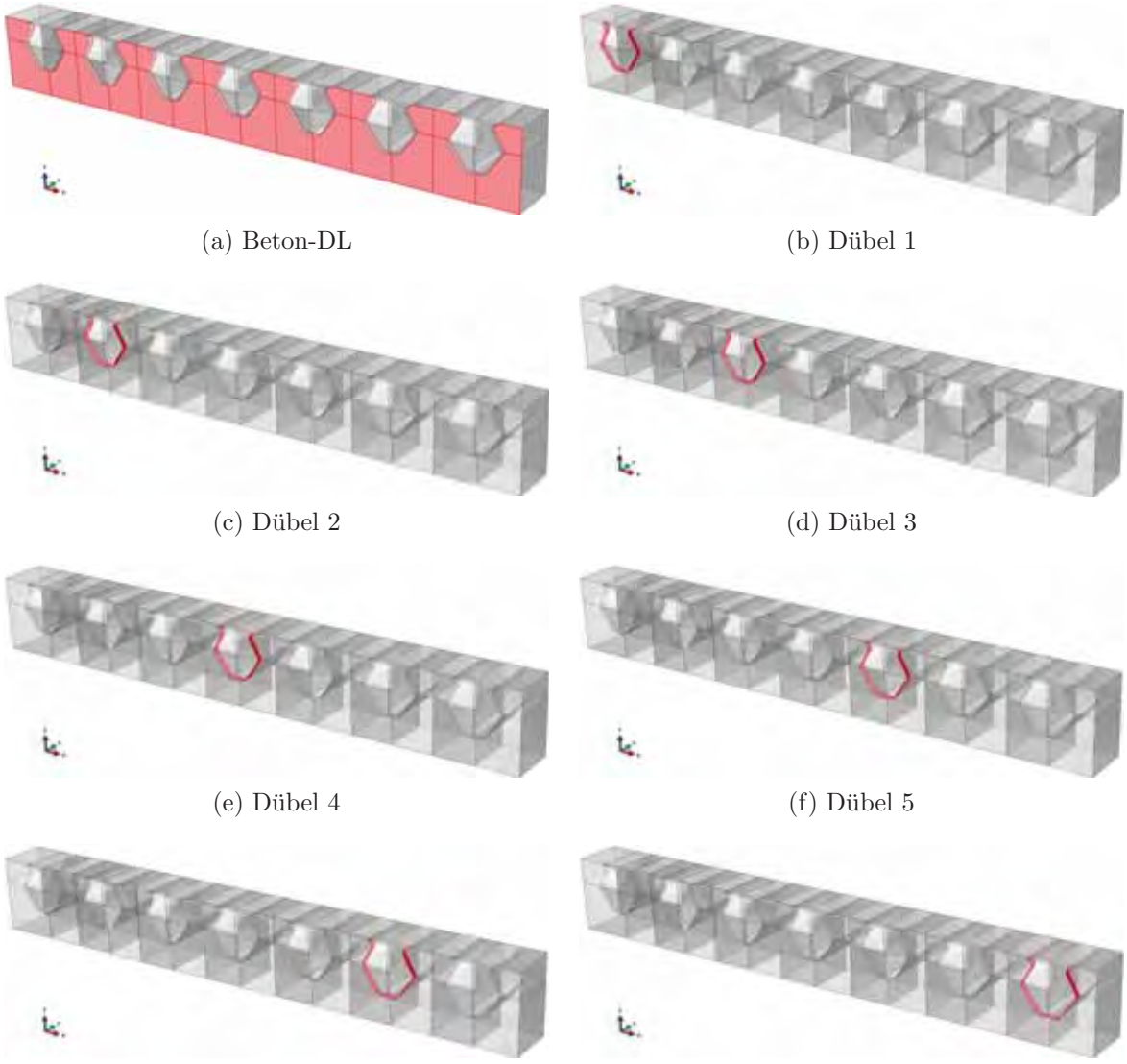


Abbildung 4.27: Betondübel des Typs A

An den Betonteilen des Modells werden keine *Sets* definiert, die *Surfaces* zur Formulierung der Interaktionsbedingungen jedoch schon. Die *Abbildungen 4.28* und *4.29* zeigen die definierten *Surfaces* des Betondübels.



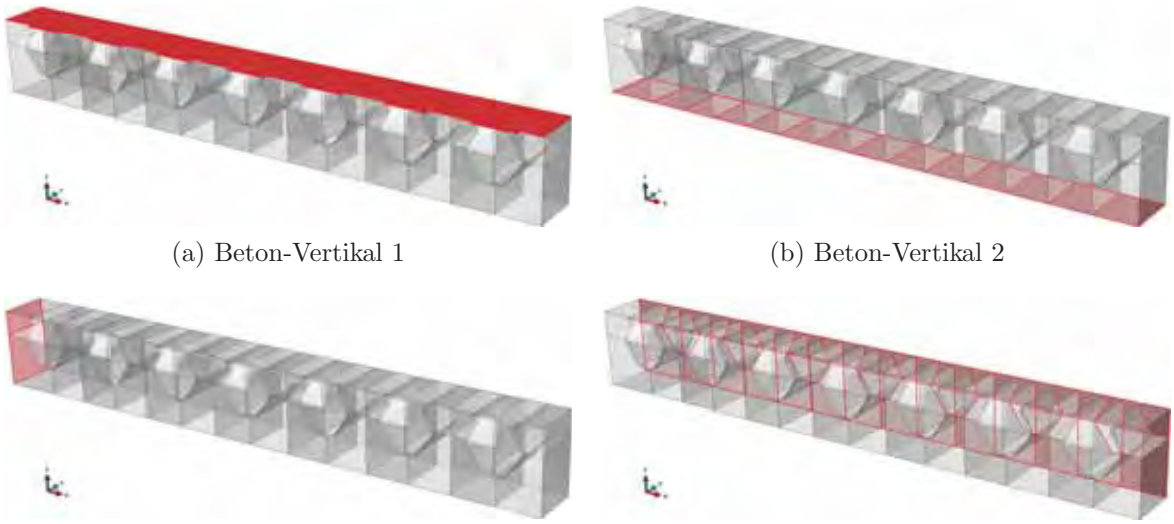
(a) Beton-DL (b) Dübel 1

(c) Dübel 2 (d) Dübel 3

(e) Dübel 4 (f) Dübel 5

(g) Dübel 6 (h) Dübel 7

Abbildung 4.28: definierte *Surfaces* am Betondübel



(a) Beton-Vertikal 1

(b) Beton-Vertikal 2

(c) Beton-Steife

(d) Tie-Betonkern

Abbildung 4.29: weitere *Surfaces* am Betondübel

Weiter oben wurde erwähnt, dass die Färbung in der CAE- Oberfläche anzeigt, welcher Vernetzungsalgorithmus auf die betreffende Region angewendet ist. Aus der gelben Färbung in *Abbildung 4.30* ist daher erkennbar, dass die Vernetzung des gesamten Parts mit *SWEEP* erfolgt. Außerdem sind die *seeds* durchgehend violett, also lokal definiert. Die angestrebten Elementkantenlängen betragen an den Stirnflächen 10 mm, an den hervorspringenden Dübeln selbst 5 mm und in Querrichtung 20 mm.

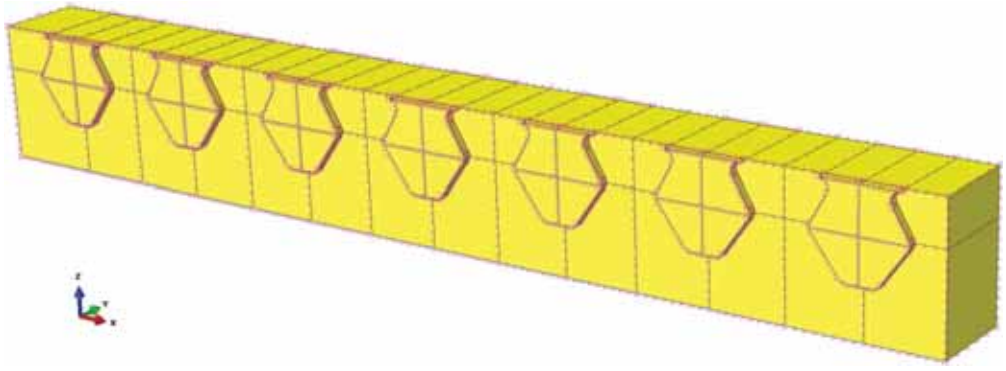
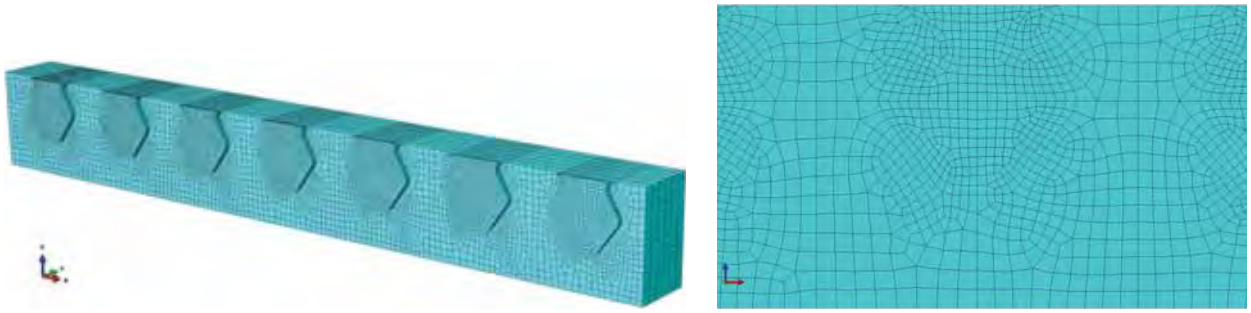


Abbildung 4.30: Vernetzungsalgorithmen und Seeds des Betondübels

Abbildung 4.31 zeigt in Teilbild (a) den fertig vernetzten Betondübel und in Teilbild (b) einen Teilausschnitt des verdichteten Netzes im Bereich eines hervorspringenden Dübels selbst. Es ist erkennbar, dass durch den Vernetzungsalgorithmus *SWEEP* auch bei symmetrischer Partitionierung nicht zwingend ein exakt symmetrisches Netz entsteht.



(a) vernetzter Betondübel (b) Netzdetail des Betondübels

Abbildung 4.31: fertige Vernetzung des Betondübels

Der Betonkern ist jener quaderförmige Teil des Füllbetons, der zwischen den Betondübeln liegt. In diesem Teilbereich wird ein mehr oder weniger gleichmäßiger Spannungszustand erwartet. Auf Grund seiner einfachen Geometrie ist dieses Teil gut mit dem Algorithmus *STRUCTURED* vernetzbar. Die *seeds* in *Abbildung 4.32* sind auch auf diesem Teil durchgehend lokal definiert. Die angestrebten Elementkantenlängen betragen an den Stirnflächen 10 mm, um dort vergleichbare Elementgrößen wie am Betondübel zu erhalten. In Querrichtung nehmen die angestrebten Elementkantenlängen zur Mitte hin bis auf 30 mm zu. Der Grund für die relativ feine Vernetzung des Betonkerns liegt in der Option *ELEMENT DELETION*. Da überbeanspruchte Elemente im Laufe der Berechnung aus der Struktur entfernt werden, würden große Elemente auch große Steifigkeitsverluste verursachen.

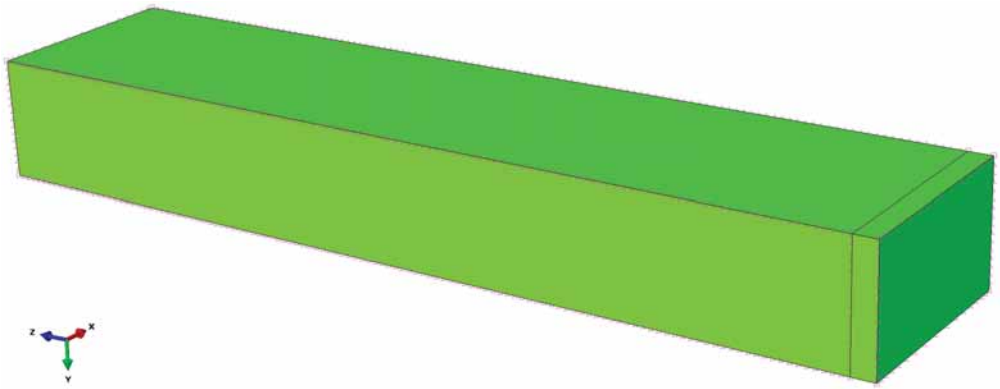
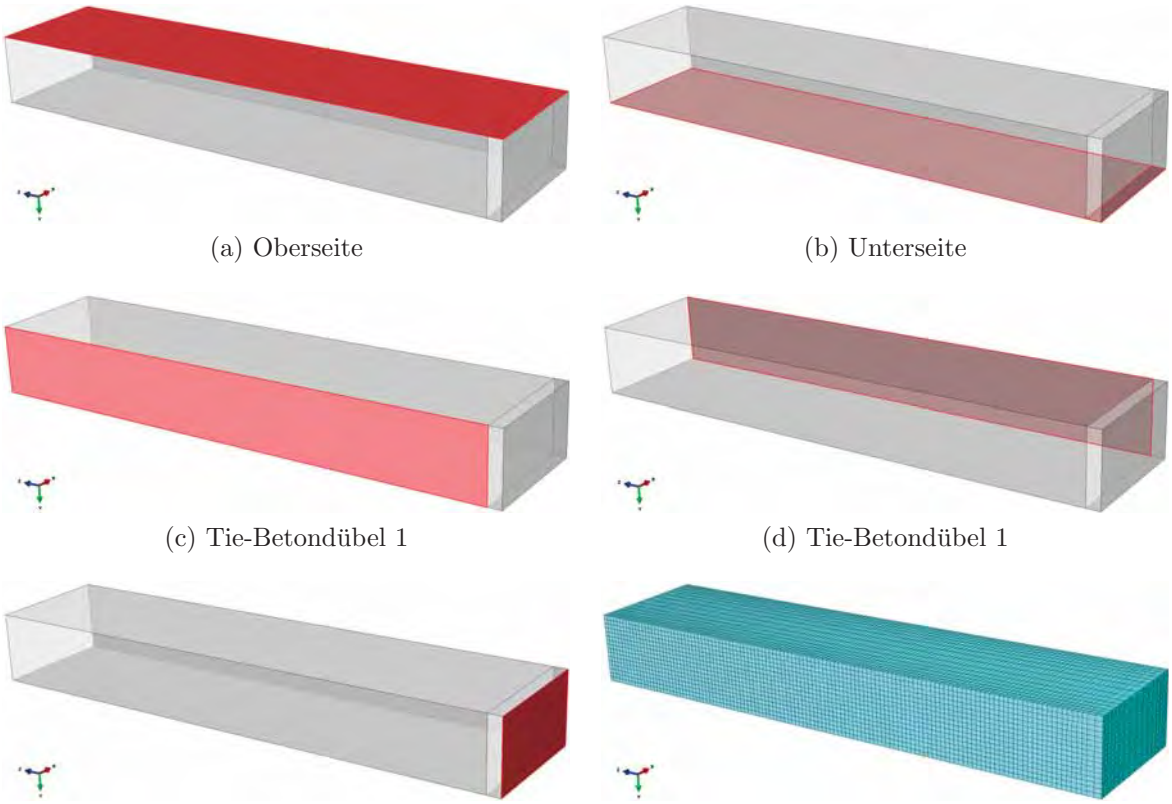


Abbildung 4.32: Vernetzungsalgorithmen und Seeds des Betonkerns

Abbildung 4.33 zeigt das Teil inklusive der vorgenommenen Partitionierungen mit den darauf definierten *Surfaces* und das fertig vernetzte Teil.



(a) Oberseite (b) Unterseite

(c) Tie-Betondübel 1 (d) Tie-Betondübel 1

(e) Vorderseite (f) fertige Vernetzung

Abbildung 4.33: definierte *Surfaces* und Vernetzung am Betonkern

- **Die *Rigid Parts* oder Starrkörper** sind zweidimensionale Elemente mit unendlicher Steifigkeit. Mit diesen Elementen können Kräfte, wie beispielsweise Auflagerkräfte oder resultierende Kraftgrößen ausgewählter Regionen, an einem Referenzpunkt abgefragt und im *History- Output* für das *Post- Processing* abgespeichert werden. Des Weiteren ermöglichen *Rigids* eine gleichmäßige Einleitung von Dehnungsverteilungen. So können Überlängen des Modells zur Ausschaltung von Störbereichs- Effekten bei Ansatz von Schnittgrößen an den Modellgrenzen vermieden und damit Rechenzeiten eingespart werden.

  Das Auflager- Rigid wird am Simulationsmodell an jener Stelle eingeführt wird, an der sich im Laborversuch die durch die Schweißträger ausgebildete Auflagerlinie befindet. An diesem Teil ist ein einzelner Referenzpunkt namens *Bearing 1* definiert, dem die Lagerungsbedingungen zugewiesen werden können. So besteht die Möglichkeit, die Lagerkräfte des Gesamtmodells punktuell abzufragen.

  Das Belastungs- Rigid wird unter der Lasteinleitungsplatte an jener Stelle angeordnet, an der sich im Laborversuch die Pressen zur Lasteinleitung befinden. Auch auf dieser Fläche ist ein Referenzpunkt, genannt *Load application* mit zugewiesenen Lagerungsbedingungen definiert. Die Belastung des Modells wird im Anschluss weggesteuert als Zwangsverschiebung dieses Lagers aufgebracht.

4.3.2 PROPERTY: Wahl der Materialmodelle

Nach der Erstellung der *Parts* werden die verwendeten Materialien über die Stoffgesetze definiert. Für jedes der Materialien wird im Anschluss im *Model Tree* eine *Section* definiert, in der festgelegt wird, welche Art von Kontinuum mit dem Material verknüpft wird. Im vorliegenden Fall ist das durchwegs *SOLID, HOMOGENEOUS*. Diese *Section* wird dann dem jeweiligen *Part* zugewiesen.

Aus oben genannten Gründen wird für alle Materialien ein nichtlineares Werkstoffverhalten berücksichtigt. Alle Materialkennwerte wie Streckgrenze, Bruchfestigkeit und Bruchdehnung, die über Messungen ermittelbar sind, stammen aus Materialprüfungen oder Materialzeugnissen. Die nicht messbaren oder nicht gemessenen Werte werden mit Erfahrungswerten abgeschätzt oder im Rahmen der Parameterstudie variiert.

Da es sich beim Berechnungsalgorithmus *DYNAMIC, EXPLICIT* um ein dynamisches Verfahren handelt, muss für alle Materialien eine Dichte definiert werden. Diese hat zwar auf Grund der quasistatischen Belastungsgeschwindigkeit keinen Einfluss auf die Ergebnisse, wird jedoch für die numerischen Operationen benötigt. Des Weiteren werden für alle Materialien als Basiswerte für den elastischen Bereich der E- Modul und die Querdehnzahl benötigt. Diese Basiswerte werden für die verwendeten Materialien zu Beginn des jeweiligen Unterabschnitts tabellarisch zusammengefasst.

4.3.2.1 Materialmodell für Stahl- *CLASSIC METAL PLASTICITY (CMP)*

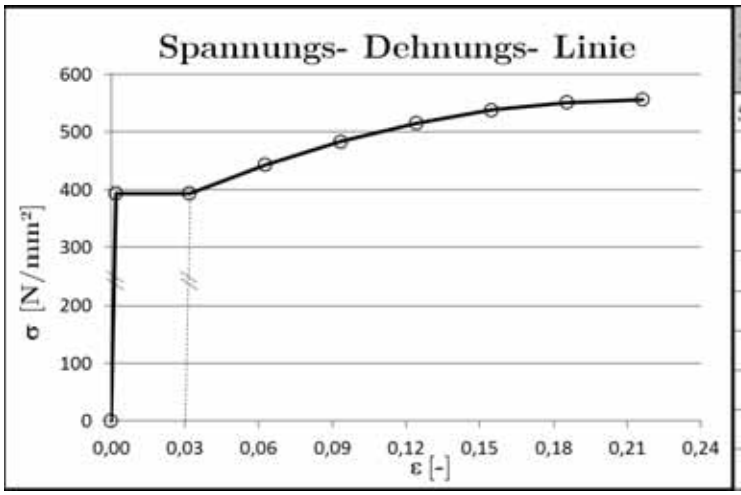
Density $[kg/mm^3]$	Young's Modulus $[N/mm^2]$	Poisson's Ratio $[-]$
7,85E-06	210000	0,3

Tabelle 4.1: Basiswerte für den elastischen Bereich von Stahl

Sämtliche Werte aus *Tabelle 4.1* sind Normenwerte aus [EN112a].

Für das Materialmodell CMP wird der plastische Bereich der Arbeitslinie für den einachsialen Zugversuch tabellarisch eingegeben und im Zuge der Berechnung als Spannungs- Dehnungsbeziehung für Vergleichsspannungen herangezogen. Die Messwerte der Fließgrenze, der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung werden den Materialzeugnissen aus *Anhang B.1.1* der vorliegenden Arbeit entnommen. Um die Arbeitslinie vollständig beschreiben zu können, werden zusätzlich das Ende des Fließplateaus sowie das Verhältnis von Gleichmaß- zu Bruchdehnung benötigt. Zu keiner dieser Kenngrößen sind in Materialzeugnissen oder Normen Anhaltswerte zu finden. Aus diesem Grunde werden die exemplarischen Arbeitslinien aus [Pet88] als Referenz herangezogen. Damit kann das Ende des Fließplateaus mit 3% plastischer Dehnung und das Verhältnis von Gleichmaß- zu Bruchdehnung mit $0,75$ abgeschätzt werden. Da kein signifikanter Einfluss der absoluten Größe dieser Werte auf das Endergebnis zu erwarten ist, erscheint dem Verfasser diese Abschätzung als ausreichend genau. Das Materialgesetz wird

nun näherungsweise als doppelt linear mit anschließendem Verfestigungsbereich in Form einer quadratischen Parabel bis zur Gleichmaßdehnung modelliert. *Abbildung 4.34* zeigt links einen Graphen und rechts die Wertetabelle dieses Materialmodells.



ABAQUS EINGABE	
Stress	plastic strain
$[N/mm^2]$	[-]
393,0	0,000
393,0	0,030
442,8	0,061
483,6	0,092
515,3	0,122
537,9	0,153
551,5	0,184
556,0	0,215

Abbildung 4.34: Ist- Arbeitslinie für das Materialmodells des Stahl

4.3.2.2 Materialmodell für Beton- *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY (CDP)*

Density	Young's Modulus	Poisson's Ratio
$[kg/mm^3]$	$[N/mm^2]$	$[-]$
2,33E-006	42200	0,2

Tabelle 4.2: Basiswerte für den elastischen Bereich von Beton

Beim Ausbetonieren der SCSC- Platten wurden für jede eingebaute Betoncharge Probewürfel angefertigt. Diese Probewürfel wurden im Anschluss eingelagert und am entsprechenden Versuchstag zur Bestimmung von Druckfestigkeit und E- Modul im Labor getestet. Die Protokolle dieser Baustoffprüfungen sind in *Anhang B.2.2* dieser Arbeit zu finden. Der E-Modul und die Rohdichte in *Tabelle 4.2* entsprechen den Ergebnissen des Labortests für den Plattentyp A. Die Querdehnzahl ist als Normenwert aus [EN111] entnommen.

Zur Beschreibung des plastischen Verhaltens des Materialmodells *CPD* wird zunächst die Versagensfläche über die in *Tabelle 4.3* angegebenen Werte definiert. Die Bezeichnung VAR mit einer angeschlossenen Wertemenge in eckigen Klammern bedeutet hier, dass zu diesem Kennwert Parameterstudien mit den angegebenen Werten durchgeführt werden.

Danach werden, jeweils getrennt für Druck- und Zugverhalten, tabellarisch die einachsialen Arbeitslinien und die zugehörigen Verläufe der Schädigungsparameter eingegeben. Dazu müssen die notwendigen Vorwerte und Verläufe aus den durchgeführten Betondruckfestigkeitsprüfungen bestimmt werden. Die Messwerte, die zur Verfügung stehen, sind dabei die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ und der E- Modul E_{cm}.

Dilation Angle [°]	Eccentricity [–]	fb0/fc0 [–]	K [–]	Viscosity Parameter [–]
VAR[30,35,40,45]	0,1	1,16	0,6666	0

Tabelle 4.3: Kennwerte zur Beschreibung der Versagensfläche von *CDP*

Der nichtlineare Verlauf der Betondruckspannungen wird nach [EN111], Kapitel 3.1.5, ermittelt. Dazu wird zunächst die mittlere in die charakteristische Würfeldruckfestigkeit umgerechnet. Da dafür in der Norm keine Formel angegeben wird, wird der Zusammenhang der Zylinderdruckfestigkeiten verwendet.

$$\begin{aligned} f_{ck,cube} &= f_{cm,cube} - 8 && \text{(alle Werte in } N/mm^2\text{)} \\ f_{ck,cube} &= 65 - 8 = 57\ N/mm^2 && \text{für Platte Typ A} \end{aligned} \tag{4.10}$$

Mit diesem Wert und Tabelle 3.1 aus [EN111] können die Werte für die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck}, die mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm}, die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm}, die Stauchung beim Höchstwert der Spannung ε_{c1} und die Bruchdehnung ε_{cu1} für die tatsächlich gemessene Betonfestigkeit interpoliert werden. Für den Beton der Platte des Typs A ergeben sich die folgenden Werte:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 47\ N/mm^2 \\ f_{cm} &= 55\ N/mm^2 \\ f_{ctm} &= 3,9\ N/mm^2 \\ \varepsilon_{c1} &= 0,0024 \\ \varepsilon_{cu1} &= 0,0035 \end{aligned} \tag{4.11}$$

Der Hilfswert k wird mit der folgenden Beziehung berechnet:

$$\begin{aligned} k &= 1,1 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \\ k &= 1,1 \cdot 42200 \frac{0,0024}{55} = 2,05 \end{aligned} \tag{4.12}$$

Nun kann der Spannungs- Dehnungsverlauf für den Druckbereich mathematisch definiert werden. Im Bereich der Druckspannung $0 < \sigma_c \leq 0,4 f_{cm}$ wird die lineare Beziehung der allgemein bekannten Form $\sigma_c = E_{cm}\varepsilon_c$ verwendet. Für Spannungen oberhalb des Grenzwerts von $0,4 f_{cm}$ beschreibt Gleichung (4.13) die Arbeitslinie.

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + (k-2)\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \tag{4.13}$$

Im nächsten Schritt werden die inelastischen Dehnungen $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$, beschrieben in *Abschnitt 4.2.3*, nach [ABA10a] ermittelt:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \tag{4.14}$$

Das nichtlineare Werkstoffverhalten im Druckspannungsbereich wird nun gemäß *Tabelle 4.4* tabellarisch in ABAQUS eingegeben.

compressive behaviour	
yield stress σ^c	inelastic strain $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$
$[N/mm_2]$	$[-]$
22,00	0,00000
33,68	0,00010
43,09	0,00026
49,74	0,00048
53,70	0,00077
55,00	0,00112
53,86	0,00151
50,46	0,00195
44,85	0,00244

Tabelle 4.4: Druckspannungs- Dehnungsbeziehung von *CDP*

Der Verlauf des Schädigungsparameters für Druckspannungen d_c wird in Abhängigkeit der inelastischen Dehnungen definiert. Er wird dabei äquivalent zu [Ant07] linear angenommen.

$$d_c = d_{c,max} \frac{\tilde{\varepsilon}_c^{in}}{\tilde{\varepsilon}_{c,max}^{in}} \tag{4.15}$$

In ABAQUS erfolgt die Definition des Verlaufs des Schädigungsparameters d_c wieder tabellarisch in Abhängigkeit der inelastischen Dehnung $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$. Aus *Tabelle 4.5* sind die Wertepaare der drei untersuchten Varianten ersichtlich.

Als letzter Schritt muss mit der Beziehung (4.16) aus [ABA10a] untersucht werden, ob der Schädigungsparameter klein genug gewählt ist, so dass $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ bei Steigerung von ε_c stetig zunimmt. Dies ist sowohl aus der Sicht der physikalischen Konsistenz als auch aus Gründen der numerischen Stabilität notwendig. Ab einem Maximalwert des Schädigungsparameters von rund $d_{c,max} \approx 0,6$ wird diese Notwendigkeit nicht mehr erfüllt. *Abbildung 4.35* zeigt die Problematik dieses Phänomen schematisch.

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)\, E_{cm}} \tag{4.16}$$

Zur Veranschaulichung der einachsialen, nichtlinearen Festigkeitseigenschaften des Materialmodells *CDP* sind in *Abbildung 4.36* links die Spannungs- Dehnungskurve und rechts

compressive damage		**compressive damage**		**compressive damage**	
d_c [−]	$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ [−]	d_c [−]	$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ [−]	d_c [−]	$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ [−]
0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,00000	0,00010	0,00853	0,00010	0,02345	0,00010
0,00000	0,00026	0,02146	0,00026	0,05900	0,00026
0,00000	0,00048	0,03975	0,00048	0,10932	0,00048
0,00000	0,00077	0,06330	0,00077	0,17409	0,00077
0,00000	0,00112	0,09200	0,00112	0,25301	0,00112
0,00000	0,00151	0,12364	0,00151	0,34002	0,00151
0,00000	0,00195	0,15967	0,00195	0,43910	0,00195
0,00000	0,00244	0,20000	0,00244	0,55000	0,00244
DP00 ($d_{c,max} = 0,0$)		**DP20** ($d_{c,max} = 0,20$)		**DP55** ($d_{c,max} = 0,55$)	

Tabelle 4.5: Varianten des Schädigungsverhaltens von *CDP* im Druckspannungsbereich

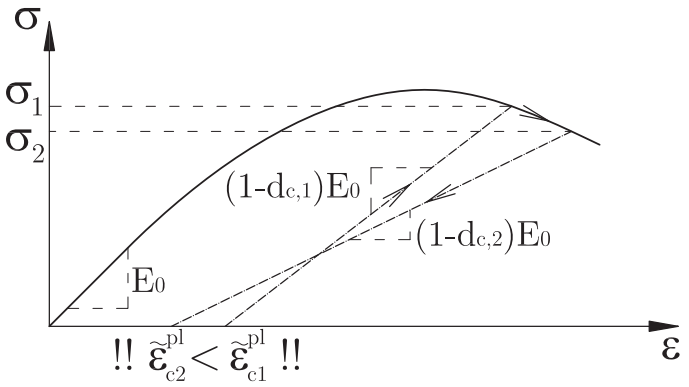


Abbildung 4.35: unrealistische Auswirkung einer zu großen Wahl von $d_{c,max}$

exemplarisch der Verlauf des Schädigungsparameters d_c für die untersuchte Variante DP20 dargestellt.

Zur Beschreibung des Zugverhaltens bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} werden als Ausgangswerte die Eingabedaten des Beispiels 2.1.15 des ABAQUS Example Problems Manuals [ABA10a] verwendet. Da in diesem Beispiel die Werte der Betonzugfestigkeit nicht jenen des im vorliegenden Fall eingebauten Betons entsprechen, wird der gesamte Nachbruchbereich mit dem Verhältnis eben dieser Zugfestigkeiten skaliert. Für das Modell CDP1 der Variantenstudie werden aus [ABA10a] sowohl die Werte der Rissverformung δ_{ck} als auch jede des Schädigungsparameters d_t übernommen. Im Modell CDP2 werden sämtliche Werte der Rissverformung δ_{ck} sowohl für den Spannungsverlauf als auch für den Verlauf des Schädigungsparameters halbiert. *Tabelle 4.6* enthält die Wertepaare der ABAQUS- Eingabetabellen für beide dieser Varianten.

Abbildung 4.37 zeigt links die Spannungs- Dehnungskurve und rechts exemplarisch den Verlauf des Schädigungsparameters d_t für die untersuchte Variante CDP2.

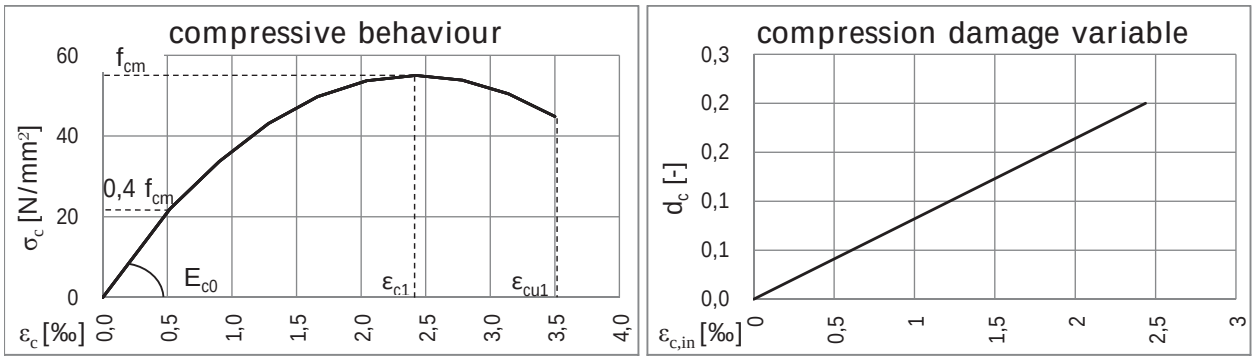


Abbildung 4.36: grafische Darstellung des Druckverhaltens von *CDP* am Beispiel von DP20

tension behaviour		**tensile damage**		**tension behaviour**		**tensile damage**	
σ_t	δ_{ck}	d_t	δ_{ck}	σ_t	δ_{ck}	d_t	δ_{ck}
$[N/mm^2]$	$[mm]$	$[-]$	$[mm]$	$[N/mm^2]$	$[mm]$	$[-]$	$[mm]$
3,91	0,00	0,00000	0,00	3,91	0,00	0,00000	0,00
2,62	0,066	0,38100	0,066	2,62	0,033	0,38100	0,033
1,75	0,12	0,61700	0,12	1,75	0,06	0,61700	0,06
1,17	0,17	0,76300	0,17	1,17	0,085	0,76300	0,085
0,79	0,22	0,85300	0,22	0,79	0,11	0,85300	0,11
0,53	0,26	0,91000	0,26	0,53	0,13	0,91000	0,13
0,35	0,31	0,94400	0,31	0,35	0,155	0,94400	0,155
0,24	0,35	0,96500	0,35	0,24	0,175	0,96500	0,175
0,16	0,39	0,97900	0,39	0,16	0,195	0,97900	0,195
0,11	0,44	0,98700	0,44	0,11	0,22	0,98700	0,22
0,07	0,48	0,99200	0,48	0,07	0,24	0,99200	0,24
CDP1				**CDP2**			

Tabelle 4.6: Eingabetabellen für CDP1 und CDP2 im Zugspannungsbereich

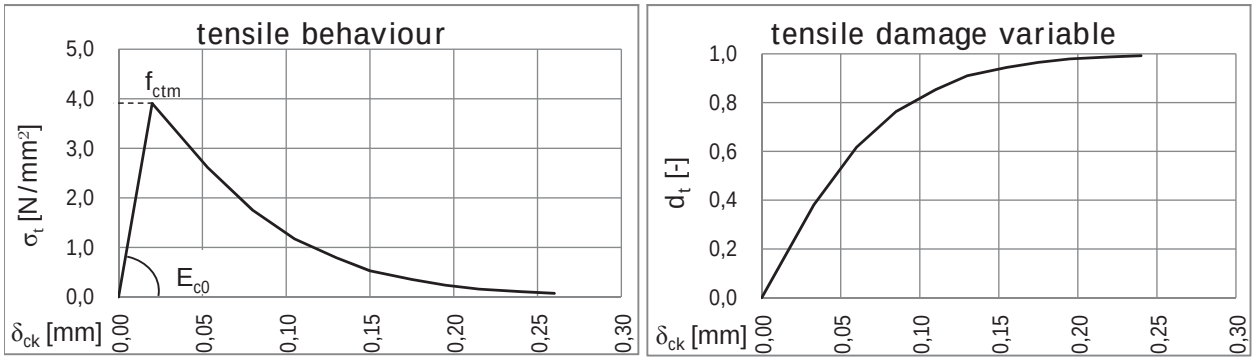
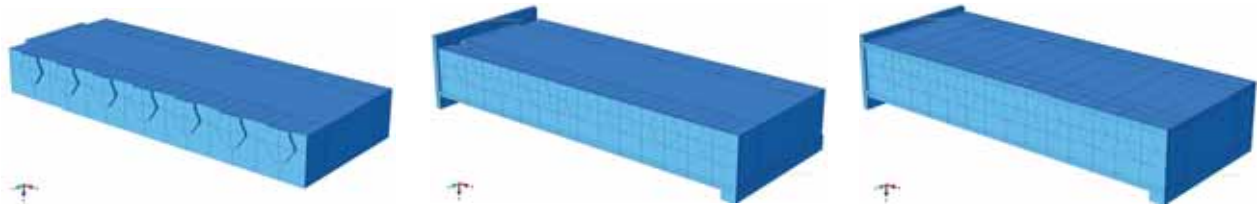


Abbildung 4.37: grafische Darstellung des Zugverhaltens am Beispiel von CDP2

4.3.3 ASSEMBLY und INTERACTION: Gesamtmodell mit Kontaktformulierungen

Das so genannte *Assembly* ist das Gesamtmodell, das sich aus den zuvor definierten und vernetzten *Parts*, denen auch bereits Materialien zugewiesen sind, zusammensetzt. *Parts* werden dabei im *Assembly* ein- oder mehrmalig als *Instances* übernommen. Diese *Instances* können dann gedreht, verschoben und zusammengesetzt werden. Um bei späterer Veränderung der Geometrie einzelner *Parts* das *Assembly* automatisch mit anzupassen, ist es möglich, so genannte *Position Constraints*, das sind geometrische Abhängigkeiten, zwischen den *Instances* zu definieren. *Abbildung 4.38* zeigt schematisch die Zusammensetzung und *Abbildung 4.39* das fertige *Assembly* mit einer Beschreibung der verwendeten *Instaces*.



(a) Betonteile (b) Unterteil und Lasteinleitung (c) Oberteil

Abbildung 4.38: Anordnung der *Instances* im *Assembly*

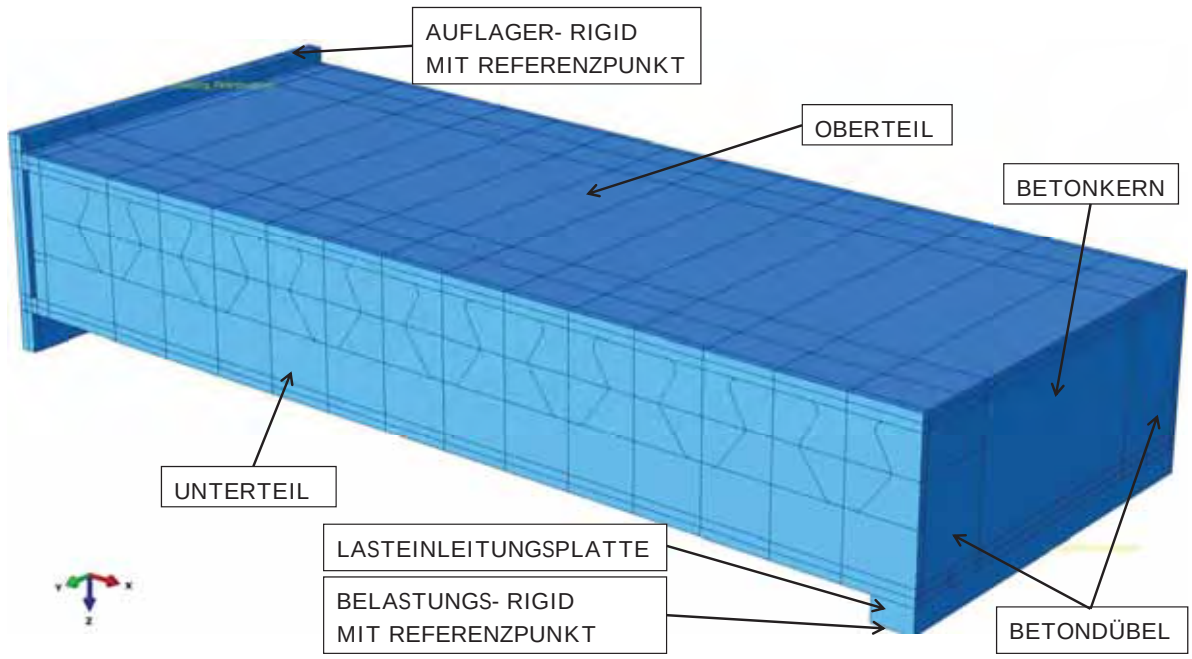


Abbildung 4.39: fertiges *Assembly* mit Bezeichnung aller Teile

Ist das Gesamtmodell zusammengesetzt, müssen allen Fugen, die zwischen den Einzelteilen liegen, Eigenschaften oder *interaction properties* zugewiesen werden. Die einfachste Kontaktbedingung ist die feste Verbindung zwischen zwei Teilen, die mit dem Befehl *TIE* realisiert wird. Im gegenständlichen Modell wird der Befehl *TIE* zur Verbindung zwischen Betondübel

und Betonkern, zwischen Ober- und Unterteil an der Endplatte und zwischen den *Rigid Parts* und der Endplatte beziehungsweise der Lasteinleitungsplatte verwendet. *Abbildung 4.40* zeigt diese Fugen.

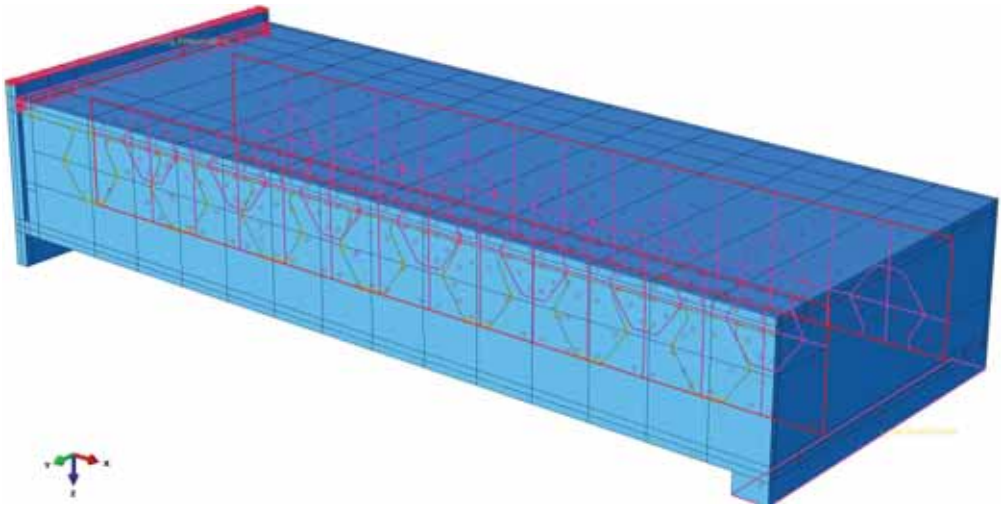


Abbildung 4.40: Darstellung der mittels *TIE* verbundenen Fugen

Ist die Annahme einer festen Verbindung unzulässig, können Interaktionsbedingungen in den Fugen formuliert werden. Die Kontaktfugen werden dafür über die zuvor erstellten *surfaces* definiert und bestehen aus einer *Master*- und einer *Slave- Surface*. Dabei sollten die folgenden *Surfaces* als *Master* festgelegt werden [ABA10a]:

- zwischen zwei ungleich großen Flächen die kleinere der beiden Flächen
- zwischen zwei ungleichen Materialien die Fläche auf dem steiferen Körper
- die Fläche mit der feineren Vernetzung
- bei Kontakt mit *Rigids* immer die *Rigid Surface*

Als Kontaktbedingung in Normalenrichtung wird *Hard Contact* verwendet, um ein ineinander Eindringen der Körper zu vermeiden. Die Funktion *Allow separation after contact* ist selbsterklärend und wird durchwegs aktiviert. In tangentialer Richtung sind im vorliegenden Modell idealisiert reibungsfreie Fugen sowie Fugen mit isotropem Reibungskontakt definiert. *Tabellen 4.7* und *4.8* geben die gewählten Einstellungen der beiden Kontaktmodelle wider.

Abbildung 4.41 zeigt jene Fugen zwischen Stahl und Beton, deren Reibbeiwert im Rahmen der Parameterstudien zwischen 0,3 und 0,7 variiert wird. Alle restlichen Fugen sind demnach unverbunden und reibungsfrei (*Frictionless*).

4.3.4 STEP: Definition der Rechenschritte

Im Modul *Step* werden die Berechnungsschritte definiert. Für jeden dieser Schritte können die Interaktionen, die Randbedingungen und die Belastung verändert werden. Zudem werden

	Normal Behavior		
Modell	Pressure-Overclosure	Constraint enforcement method	Allow separation after contact
Frictionless	Hard Contact	Default	yes
Friction	Hard Contact	Default	yes

Tabelle 4.7: Kontaktformulierungen in Normalenrichtung

	Tangential Behaviour			
Modell	Friction formulation	Directionality	Friction Coeff	Shear Stress/ Elastic Slip
Frictionless	Frictionless	-	-	-
Friction	Penalty	Isotropic	VAR[30, 50, 70]	Default

Tabelle 4.8: Kontaktformulierungen in tangetialer Richtung

für jeden *Step* eine Zeitperiode und ein Integrationsalgorithmus festgelegt. Standardmäßig ist als erster Schritt der *Step INITIAL* vordefiniert. Dieser Initialisierungsschritt ist beispielsweise dazu notwendig, programmintern die Lagerungsbedingungen und die Kontakte im Modell herzustellen. Nach der Initialisierung können benutzerdefiniert beliebige weitere Schritte erstellt werden.

Im vorliegenden Fall wird ein weiterer *Step* mit dem Namen *deflection application* und dem Integrationsalgorithmus *DYNAMIC, EXPLICIT* erzeugt. Um die Berechnung auch geometrisch nichtlinear, also nach der Theorie der großen Verformungen durchzuführen, wird die Option *NL geom* aktiviert. Die *Time Period*, also die Dauer des *Steps* wird mit $100 sec$ festgelegt. Für alle anderen Optionen zur Definition des *Steps* werden die Defaulteinstellungen belassen.

4.3.5 BOUNDARY CONDITION und LOAD: Lagerung und Belastung des Gesamtmodells

Wie bereits in den einleitenden Worten erwähnt, muss die Lagerung des *Assemblys* auf die Symmetrieschnitte abgestimmt sein. Prinzipiell gilt bei Lastfall Symmetrie, dass die Schnittflächen normal auf eine Koordinatenrichtung i genau in jene Richtung i festgehalten werden müssen. Somit ergeben sich verschiebliche Einspannungen. Die vertikalen Auflager des Laborprüfkörpers werden durch Festhaltung des Auflager Rigids in z- Richtung modelliert. Diese Festhaltung wird als Einzellager im Referenzpunkt *Bearing 1* des *Rigids* angeordnet.

Die Lasteinleitung erfolgt über den Referenzpunkt *Load application* im Belastungsrigid. Dazu wird im *Step INITIAL* an diesem Punkt ein einwertiges Auflager mit Festhaltung in z-Richtung eingeführt. Um den Nachbruchbereich abbilden zu können, wird im Berechnungsschritt *deflection application* keine Last, sondern eine Verschiebung von $100\,mm$ an genau

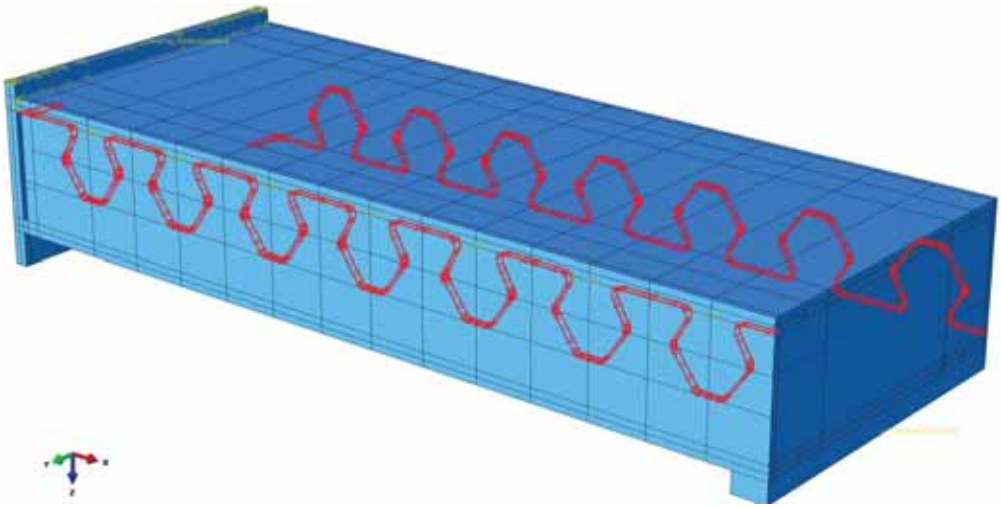


Abbildung 4.41: Darstellung der Fugen mit definiertem Reibbeiwert

diesem Auflager eingeprägt. Die Verschiebung wird über das Berechnungsintervall linear auf den vollen Wert aufgebaut. Um den Verlauf der Verschiebung über die Zeit zu definieren, ist eine so genannte *Amplitude* zu erstellen. Die notwendigen Grundeinstellungen zur Definition dazu sind in *Tabelle 4.9*, die tabellarische Definition des Verlaufs in *Tabelle 4.10* zusammengefasst.

Amplitude (Name)	Type	Time Span	Smooting	Baseline Correction
linear ramp	Tabular	Total time	Use solver default	None

Tabelle 4.9: Grundeinstellungen zur linearen *Amplitude*

	Time/ Frequency	Amplitude
1	0	0
2	100	1

Tabelle 4.10: tabellarische Verlaufseinstellungen zur linearen *Amplitude*

Abbildung 4.42 zeigt überblicksmäßig die Bezeichnungen der Flächen und Punkte mit definierten Lagerungsbedingungen.

In *Tabelle 4.11* sind die zugehörigen Eingabewerte zur Definition der Randbedingungen für die *Steps INITIAL* und *deflection application* zusammengestellt.

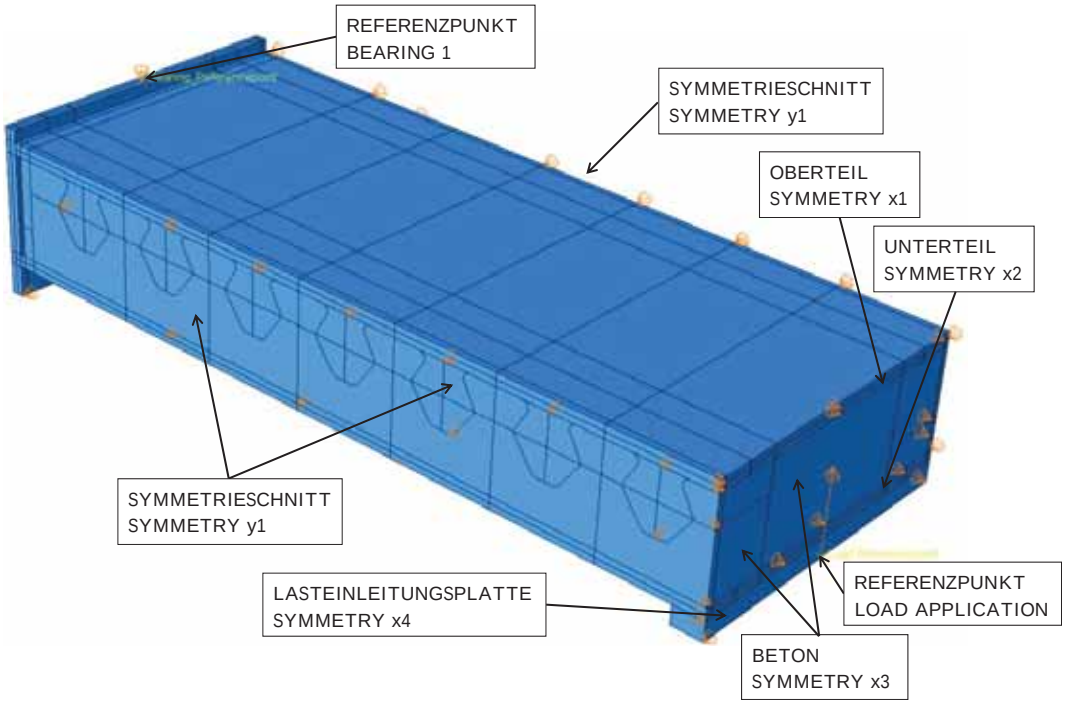


Abbildung 4.42: Darstellung und Bezeichnung der Flächen und Punkte mit definierten Lagerungsbedingungen

	INITIAL		deflection application		
Name		displacement		displacement	amplitude
Bearing 1	Created	$z = 0$	Propagated		
Load application	Created	$z = 0$	Modified	$z = -100$	linear ramp
Symmetry x1	Created	$x = 0$	Propagated		
Symmetry x2	Created	$x = 0$	Propagated		
Symmetry x3	Created	$x = 0$	Propagated		
Symmetry x4	Created	$x = 0$	Propagated		
Symmetry y1	Created	$y = 0$	Propagated		
Symmetry y2	Created	$y = 0$	Propagated		

Tabelle 4.11: Definition der *Boundary Conditions*

4.3.6 OUTPUT: Definition der Ausgabedaten

Bei großen Modellen und kleinen Berechnungsinkrementen entstehen sehr viele Ergebnisdaten. Daher muss, bevor die Berechnung gestartet wird, festgelegt werden, welche Ergebnisse in welcher Abtastfrequenz in der Ergebnisdatenbank gespeichert werden sollen. Bei der Ausgabe der ABAQUS- Berechnungsdaten im *Post- Processor* wird zwischen zwei unterschiedlichen Datensätzen unterschieden:

Das Field Output umfasst jene Datensätze, die zur grafischen Darstellung der Ergebnisverläufe am Modellkörper benötigt werden. Die Frequenz, mit der diese Datensätze im Laufe der Berechnung abgespeichert werden, kann festgelegt werden. Da die Daten für jeden Knoten abgespeichert werden, benötigen *Field- Output Requests* viel Speicherkapazität. Es sollte daher genau ausgewählt werden, welche Ergebnisse für eine grafische Darstellung interessant und wie viele Zwischenschritte zur Beurteilung der erwarteten Effekte notwendig sind.

Im vorliegenden Fall wird das *Field Output* zur Darstellung von Spannungen und Dehnungen sowie deren Trajektorien und zur Visualisierung der Kontaktpressungen und der Schädigungsparameter des Betons benutzt. *Tabelle 4.12* zeigt die dafür vorgenommenen Einstellungen. Das Set *Concrete* im ersten *Field Output Request* umfasst dabei sowohl den Betonkern als auch die Betondübel.

Name	Step	Set	Fequency	Interval	Output Variables
Concrete Damage	deflection application	Concrete	evenly spaced time intervals	100	DAMAGEC DAMAGET SDEG
StressStrain Contact	deflection application	whole model	evenly spaced time intervals	100	CSTRESS E PE PEEQ S U

Tabelle 4.12: Definition der *Field Output Requests*

Das History Output speichert zuvor definierte Ausgabewerte wie Punktverschiebungen, Elementverzerrungen, Energiesummen oder dergleichen in einer wählbaren Abtastfrequenz ab. Die Daten des *History Output* können im Rahmen des *Post- Processing* in Form von Graphen ausgegeben oder zur Weiterverarbeitung in andere Programme, wie Tabellenkalkulationsprogramme, exportiert werden. *History Output* Daten benötigen in der Regel weniger Speicherkapazität, bilden jedoch nur punktuelle Ergebnisse ab. Um im *Post- Processing* glatte Kurven zu erhalten, kann die Abtastfrequenz höher gewählt werden als in *Field- Output Requests*.

In dieser Arbeit wird das *History Output* hauptsächlich zur Nachbildung der Messwertkurven aus dem Labor, das sind Dehnungs- und Verschiebungswerte der Dehnmessstreifen und der induktiven Wegaufnehmer, benutzt. Des Weiteren werden zur Berechnungskontrolle nach *Abschnitt 4.2.1* Energiesummen abgefragt. *Tabelle 4.13* zeigt die dafür vorgenommenen Einstellungen.

Name	Step	Set(s)	Fequency	Interval	Output Variables
Load application	deflection application	Load application	evenly spaced time intervals	100	RF3 U3
Bearing	deflection application	Bearing 1	evenly spaced time intervals	100	U3
DMS*io*(u)	deflection application	DMS1o - DMS13u	evenly spaced time intervals	100	E11, E22 S11,S22
DT*io*(u)	deflection application	DT1o - DT9u	evenly spaced time intervals	100	U3

Tabelle 4.13: Definition der *History Output Requests*

Zur punktuellen Abfrage von Spannungen, Verzerrungen oder Verschiebungen sowie resultierenden Kraftgrößen sind im Modell Sets notwendig. Das Set *Concrete* sowie die Referenzpunkte *Bearing 1* und *Load application* wurden bereits erläutert. Um die Messkurven der Dehnmessstreifen aus den Laborversuchen vergleichen zu können, werden im *Assembly* Einzelelemente an den Stellen der applizierten DMS definiert. Die Bezeichnung erfolgt äquivalent zum Laborexperiment mit DMS der Nummer, die *Abbildung 4.43* zu entnehmen ist und *„o“* beziehungsweise *„u“* für das obere beziehungsweise das untere Blech (Bsp. DMS9o).

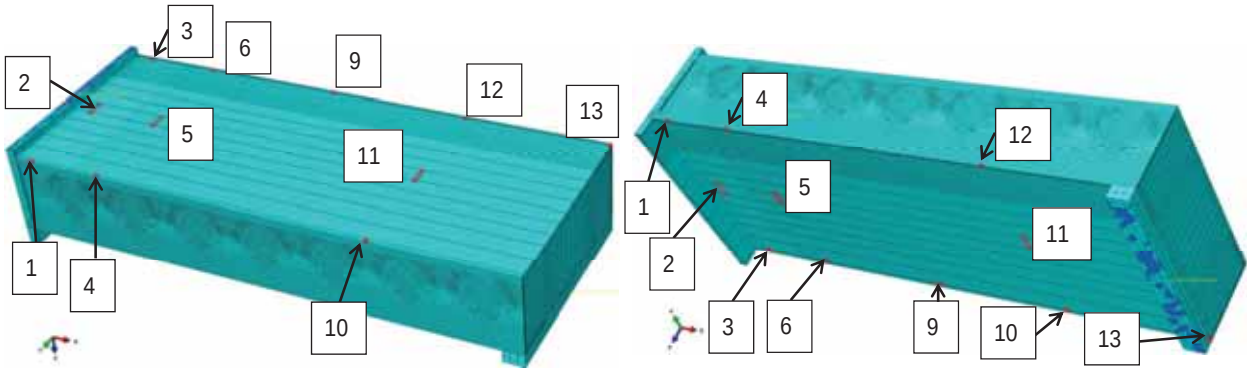


Abbildung 4.43: Definierte Elemente an den Positionen der Dehnmessstreifen (DMS) (links-Index *o*; rechts Index *u*)

Die gleiche Vorgehensweise wird für die Ergebniskurven der induktiven Wegaufnehmer verwendet. Die Bezeichnung erfolgt hier mit DT und der jeweiligen Nummer aus *Abbildung 4.44* und dem Buchstaben *„o“* oder *„u“*(Bsp. DT2o).

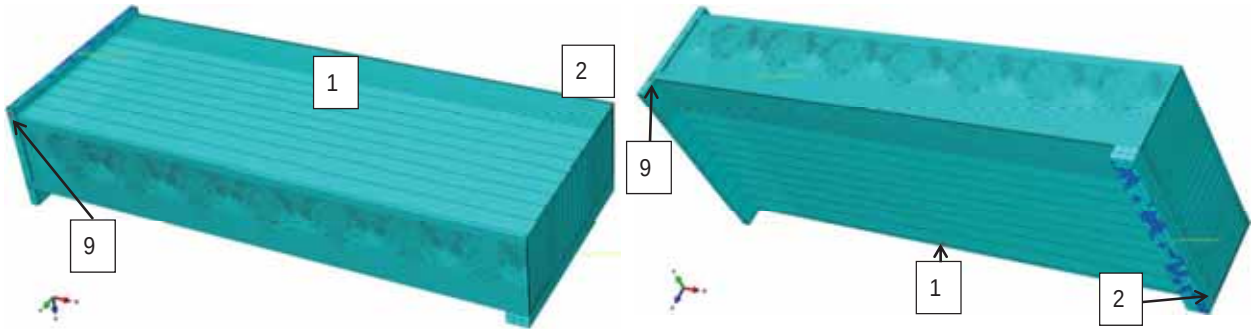


Abbildung 4.44: Definierte Elemente an den Positionen der Wegaufnehmer (DT) (links- Index *o*; rechts Index *u*)

4.4 Ausgewählte Ergebnisse zur Beurteilung der Parametereinflüsse- Typ A

In diesem Abschnitt werden einige zur Ergebnisinterpretation relevante Ergebnisse der FE-Berechnungen grafisch dargestellt und bewertet. Auf Grund der Fülle von Ergebnissen, die eine FE- Untersuchung ergibt, ist es weder möglich noch sinnvoll, hier alle Daten zu visualisieren. Daher wird im Folgenden lediglich anhand ausgewählter Ergebnisse aus der Vielzahl von untersuchten Modellen jenes identifiziert, das die für den Plattentyp A der SCSC- Platte passendste Kombination der variierten Parameter aufweist. Dieses Modell wird dann anhand von Vergleichen der Rissbilder der Laborprüfkörper mit den Ergebnissen der FE- Untersuchung bestätigt und somit als jenes Modell festgelegt, das den weiteren Untersuchungen zugrunde liegt.

4.4.1 Ergebnisvergleich anhand der *History Outputs*

Zunächst werden die Ergebnisse des *History Outputs* mit den tatsächlich gemessenen Daten aus den Laborversuchen verglichen. In den Abbildungen sind die Verläufe des jeweils gegenständlichen Werts in Abhängigkeit der gesamten vertikalen Versuchslast dargestellt. Die Eigenheiten der Labormesskurven wurden bereits in *Abschnitt 3.5* eingehend erläutert und bedürfen daher an dieser Stelle keines weiteren Kommentars. Die folgenden Erklärungen beziehen sich daher ausschließlich auf die Kurven der FE- Berechnung und die vorhandenen Abweichungen zu den Labormesskurven.

Begonnen wird mit einem Vergleich der Verschiebungen. Da bei Durchbiegungsberechnungen eventuelle örtlich begrenzte Modellierungsfehler über das gesamte Modell „verschmiert“ werden, kann so jedenfalls eine effektive Eingrenzung der weiter untersuchten Modelle erfolgen. Im Anschluss daran wird die so eingegrenzte Anzahl der FE- Modelle anhand von Vergleichen der Dehnungen aber auch der Durchbiegungen weiter reduziert, bis jenes Modell übrig bleibt, mit dem die gemessenen Werte rechnerisch am besten angenähert werden können.

4.4.1.1 Einfluss des Dilatationswinkels und der Reibung

Der größte Teil der Parameterstudien bezieht sich auf die Variation des Dilatationswinkels ψ und des Reibungsbeiwerts μ in der Kontaktfuge zwischen der Stirnfläche des Stahlzahns und dem Betondübel. *Abbildung 4.45* zeigt eine Darstellung des Streubereichs unter Beibehaltung von Belastungsgeschwindigkeit(1ms), Zugschädigungsparameter (CDP1) und Druckschädigsparameter (DP55).

Aus diesem Bild sind bereits wichtige, grundlegende Erkenntnisse der Parameterstudien ableitbar:

Der linear elastische Bereich der Tragwerksantwort bis rund $10\,mm$ Mittendurchbiegung und $3000\,kN$ Gesamtbelastung wird von allen untersuchten Modellen ungefähr

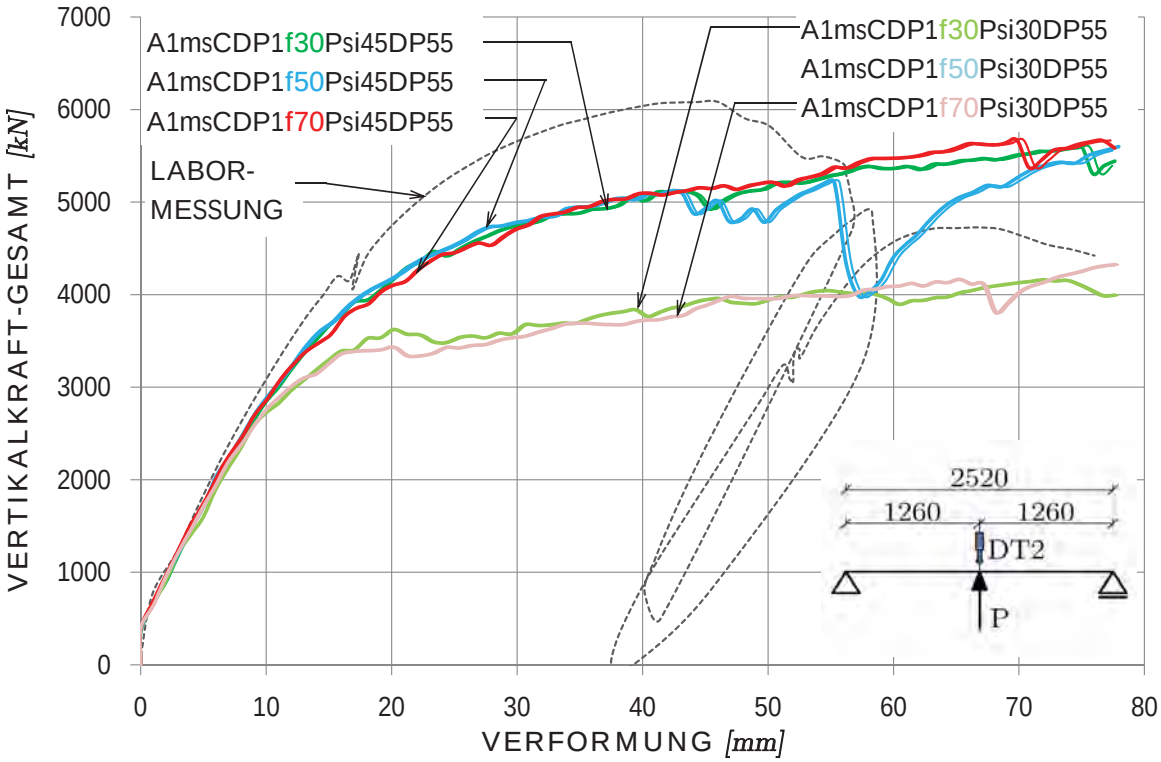


Abbildung 4.45: Variation von Reibung und Dilatationswinkel bei A1ms*CDP1* und DP55

gleich und mit in guter Übereinstimmung mit den Messwerten aus dem Laborexperiment abgebildet. Die Einflüsse der Variationsparameter ψ und μ zeigen sich ausschließlich im Verfestigungs- und Nachbruchbereich.

Der Dilatationswinkel ψ von 30° ergibt durchwegs ein zu frühes Abknicken des Lastpfades und somit signifikante Abweichungen zu dem im Labor ermittelten Verhalten. Je größer ψ gewählt wird, das heißt je mehr man sich an den Grenzwert von 45° annähert, desto besser wird der tatsächlich gemessene Verfestigungsbereich durch die FE- Berechnungsergebnisse beschrieben. Die in *Abbildung 4.45* dargestellten Kurven sind die Grenzkurven des Streubereichs. Bei Variation von ψ und μ liefern alle anderen FE- Modelle Ergebnisse, die in diesem Bereich liegen. Daher ist offensichtlich ein Ansatz des Dilatationswinkels in der Maximalhöhe von $\psi = 45°$ die beste Wahl zur Modellierung des Plattentyps A der SCSC- Platte.

Der Reibbeiwert hat nur einen Einfluss auf die Stabilität der Berechnung, während die Ergebnisse der Durchbiegungen kaum differieren. Je nach Kombination mit den anderen Parametern liefern verschiedene Reibungszahlen die glattesten Kurven. Tendenziell verhalten sich Modelle mit höheren Reibungsbeiwerten geringfügig steifer. Die Differenzen der Ergebnisse liegen jedoch durchwegs weit unter jenen Abweichungen, die zwischen tatsächlich gemessenen und berechneten Werten liegen und sind somit vernachlässigbar.

Der Entfestigungsbereich also der abfallende Ast der Last- Verformungslinie konnte mit keinem einzigen FE- Modell nachgebildet werden. Daher sind FE- Ergebnisse von Be-

rechnungsstufen, bei denen die Durchbiegung in Feldmitte oberhalb von rund 50 mm liegen, jedenfalls kritisch zu hinterfragen. Es ist zu empfehlen, diese Ergebnisse nicht zu Analysen heranzuziehen.

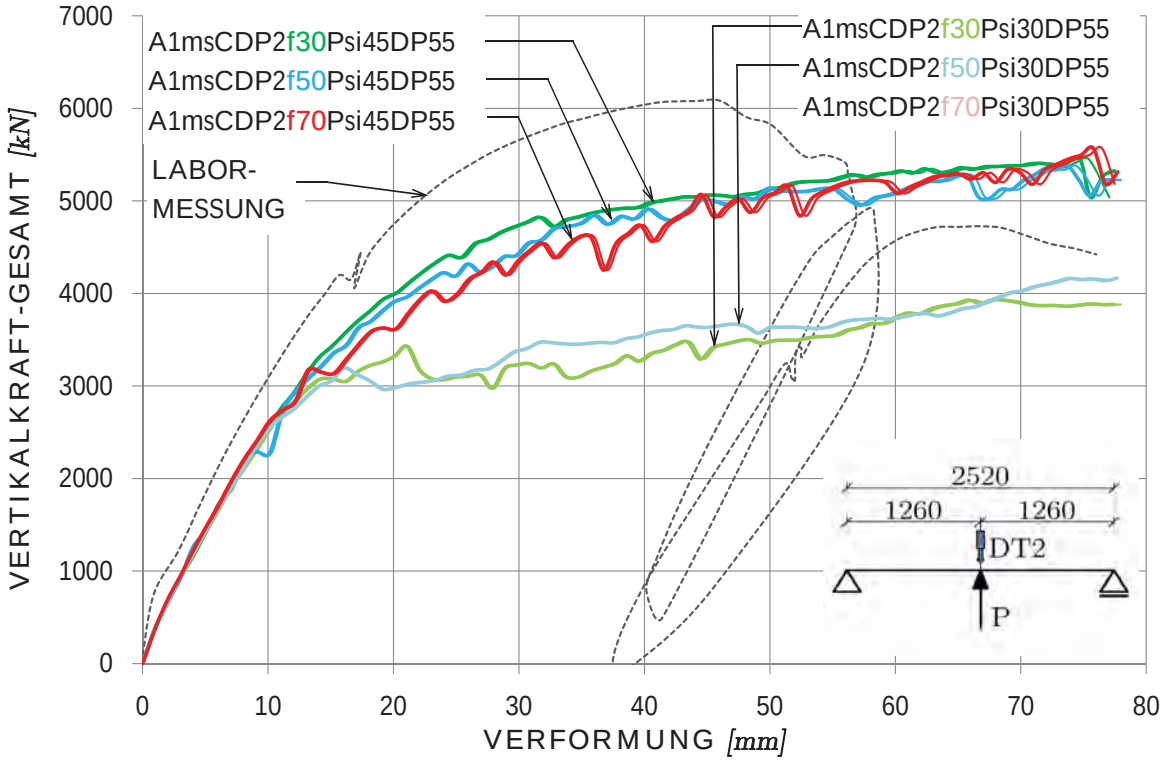


Abbildung 4.46: Variation von Reibung und Dilatationswinkel bei A1ms*CDP2* und DP55

In *Abbildung 4.46* ist der gleiche Streubereich, wieder unter Beibehaltung von Belastungsgeschwindigkeit(1ms) und Druckschädigsparameter (DP55), jedoch für das Betonmodell CDP2 dargestellt. Es ergeben sich prinzipiell die gleichen Effekte, die bereits oben beschrieben wurden. Auch die erreichten Tragfähigkeiten weichen innerhalb der Gruppe kaum voneinander ab. Zusätzlich dazu sind jedoch die folgenden Besonderheiten zu beobachten:

Der Reibbeiwert verursacht in Kombination mit dem Materialmodell CDP2 bei gleicher Ergebnistendenz größere Streuweiten der Last- Verformungskurven. Zudem verursacht der Reibbeiwert von $0,7$ hier offensichtlich geringfügige numerische Instabilitäten. Dies ist an der dunkelrot eingefärbten Kurve erkennbar.

Im linear elastischen Bereich der Tragwerksantwort bleiben die Ergebnisse der unterschiedlichen Modelle etwas länger, also bis zu einer Mittendurchbiegung von rund 12 mm, annähernd deckungsgleich. Die höhere Anfangsbiegesteifigkeit, die in der Labormesskurve bis zu einer Last von rund 800 kN zu beobachten ist, wird nicht abgebildet. In den FE- Ergebnissen der Modelle CDP1 ist dieser anfängliche Steifigkeitsabfall jedoch durchaus enthalten. Somit ist davon auszugehen, dass es sich hierbei um ein durch Zugrissbildung hervorgerufenes Phänomen handelt.

Insgesamt können die Modelle auf Grund der gewonnen Erkenntnisse auf jene mit einem Dilatationswinkel von $\psi = 45°$ eingegrenzt werden. Der angesetzte Reibbeiwert beeinflusst die FE- Ergebnisse praktisch nicht, kann aber variiert werden, wenn im Zuge der Berechnung numerische Instabilitäten auftreten.

4.4.1.2 Einfluss des Zugschädigungsparameters d_t

Nach der Festlegung des Dilatationswinkels wird im folgenden Abschnitt der Einfluss des Zugverhaltens (CDP1 oder CDP2) auf den Übereinstimmungsgrad zwischen Mess- und FE-Ergebnissen hin analysiert. Dazu werden die Kraft- Dehnungsverläufe ausgewählter DMS herangezogen. Da örtliche Modellierungsfehler auf die punktuellen Ergebnisse der Dehnungen einen stärkeren Einfluss als auf die globalen Durchbiegungen des Gesamtmodells haben, stellt diese Übereinstimmungskontrolle ein strengeres Kriterium bezüglich eventueller Fehler in der Modellbildung dar.

In den Diagrammen dieses Abschnitts ist die folgende Systematik eingehalten:

- Pro Diagramm sind die Verläufe der DMS an der Ober- und jene der DMS an der Unterseite eingetragen. Somit ergeben sich je zwei Verlaufskurven pro Messung, beziehungsweise pro FE- Modell und Diagramm.
- Dick dargestellte Linien kennzeichnen die Verläufe des im Versuch unten gelegenen (Boden-) Blechs. Die Ergebnisse des im Versuch oben gelegenen (Deck-) Blechs sind hingegen dünn dargestellt.
- Die Lage der DMS, deren Verläufe aktuell dargestellt sind, ist in einem Übersichtsbild angedeutet. Zur genauen Lage sei hier auf *Abbildung 3.10* verwiesen
- Die Messwerte aus dem Laborversuch sind durchwegs mit unterbrochenen dunkelgrauen Linien dargestellt und zusätzlich gekennzeichnet. Offensichtliche Messwertfehler sind durch blaue unterbrochene Linien korrigiert. Diese Korrekturen beschränken sich auf reine Parallelverschiebungen bei sprunghaften Versätzen in der Messwertkurve.
- Die grünen Linien bezeichnen die Modelle mit einem angesetzten Reibbeiwert von $0,3$. Dies entspricht dem unteren Grenzwert der Parameterstudie. Rote Linien bezeichnen Modelle mit Reibbeiwerten von $0,7$ also dem oberen Grenzwert der Parameterstudie.
- Hell gezeichnete Linien bezeichnen die Modelle mit dem Materialmodell CDP1. Die dunklen Linien zeigen die Ergebniskurven der Modelle mit dem Materialmodell CDP2.

In *Abbildung 4.47* sind die Kraft- Dehnungsverläufe an DMS 3, also einem der auflagernahen DMS dargestellt. Da sich dieser DMS im Störbereich des Auflagers befindet, treten an dieser Stelle entgegen der Erwartung am oberen Blech Druck- und am unteren Blech Zugspannungen auf. Der horizontale Versatz der dünn dargestellten Messwertkurve des oberen Blechs bei rund $5900\,kN$ deutet auf einen Messfehler hin und ist durch die blaue Linie andeutungsweise korrigiert.

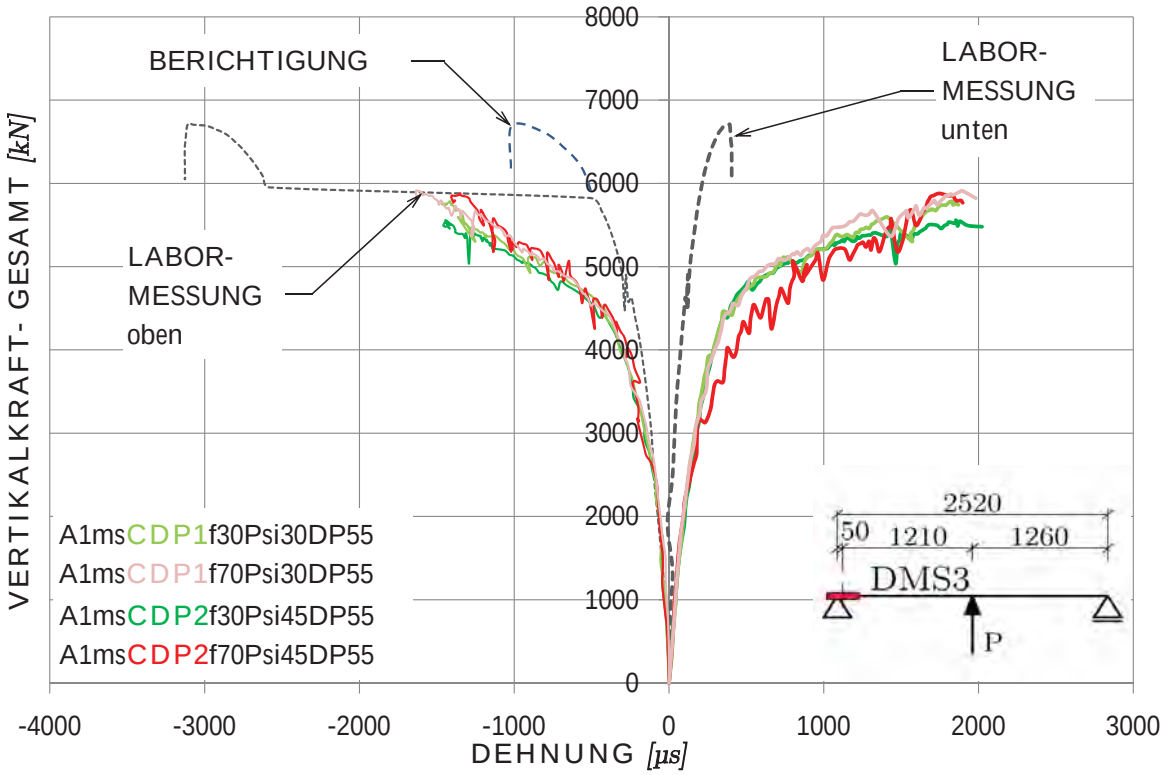


Abbildung 4.47: Einfluss des Zugschädigungsparameters auf die Dehnungen von DMS 3

Die Abbildung zeigt zum einen, dass an dieser Stelle erwartungsgemäß sehr kleine Dehnungen auftreten und zum anderen, dass sich die Verläufe aller Modelle mehr oder weniger decken. Die angesprochenen Instabilitäten der Berechnung den Modells **A1msCDP2f70Psi45DP55** sind am zackigen Verlauf der dunkelroten Ergebniskurve sichtbar. Auffällig ist jedoch, dass dieses Modell trotz offensichtlicher, numerisch bedingter Unterschätzung der Steifigkeiten die Labormesswerte des gedrückten oberen Blechs am besten annähert.

Abbildung 4.48 zeigt einen Vergleich der Kraft- Dehnungsverläufe an DMS 4. Dieser DMS befindet sich ebenfalls im Störbereich des Auflagers. Daher treten dort am oberen (Deck-)Blech sowie am unteren (Boden-)Blech Zugspannungen auf. Der bereits im vorigen Abschnitt diskutierte Abfall der Anfangssteifigkeit bei rund 800 kN ist hier an der Messwertkurve deutlich zu erkennen. Dieser wird jedoch von keinem der FE- Modelle erfasst.

Die numerisch bedingten Einbußen an Steifigkeit des Modells **A1msCDP2f70Psi45DP55** sind in diesem Diagramm besonders deutlich sichtbar. Ansonsten sind auch an diesem Punkt keine signifikanten Unterschiede zwischen den Ergebnissen der einzelnen Modelle identifizierbar.

Zuletzt werden noch Kraft- Dehnungsverläufe in der Nähe der Spannweitenmitte untersucht. Dazu werden in *Abbildung 4.49* die Messwertkurven des DMS11 mit den mittels ABAQUS errechneten Werten verglichen.

Bis zu einer vertikalen Gesamtlast von rund 4000 bis 5000 kN beschreiben die Berechnungsergebnisse an diesem Punkt die tatsächlichen Dehnungsverläufe sehr gut. Diese Laststufe entspricht nach dem Diagramm in *Abbildung 4.46* in etwa einer Mittendurchbiegung von 40

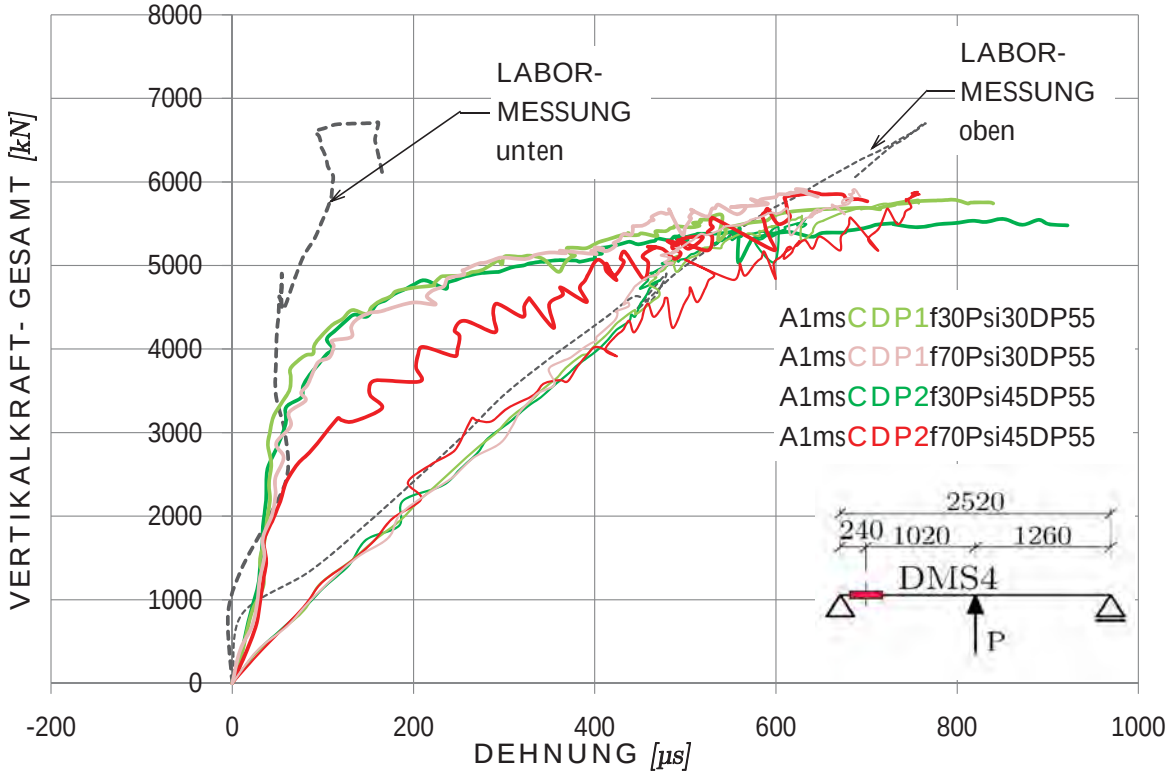


Abbildung 4.48: Einfluss des Zugschädigungsparameters auf die Dehnungen von DMS 4

bis 50 *mm*. Wie bereits erwähnt, sollten Berechnungsergebnisse oberhalb dieser Durchbiegungsstufe nicht verwendet werden. An den starken Abweichungen der Ergebnisse an den Stellen aller bisher diskutierten DMS oberhalb dieser Durchbiegungsstufe lässt sich ableiten, dass die Tragfunktion in diesem Bereich nur mehr unzureichend beschrieben werden kann.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass weder hinsichtlich der Globalverformungen noch hinsichtlich der Dehnungen ein signifikanter Unterschied zwischen den FE- Ergebnissen der Modelle mit CDP1 und CDP2 erkennbar ist. Aus *Abbildung 4.47* lässt sich schlussfolgern, dass die Modelle mit CDP2 das Tragverhalten in Auflagernähe tendenziell besser abbilden. Auf Grund dieser Tendenz sowie der Tatsache, dass *tension stiffening* im vorliegenden Problem praktisch nicht auftreten kann, werden die weiteren Studien nur noch mit Modellen des Materialtyps CDP2 durchgeführt. Die Erfahrungen aus [FPO07] und [Iwa07] decken sich mit dieser Vorgehensweise.

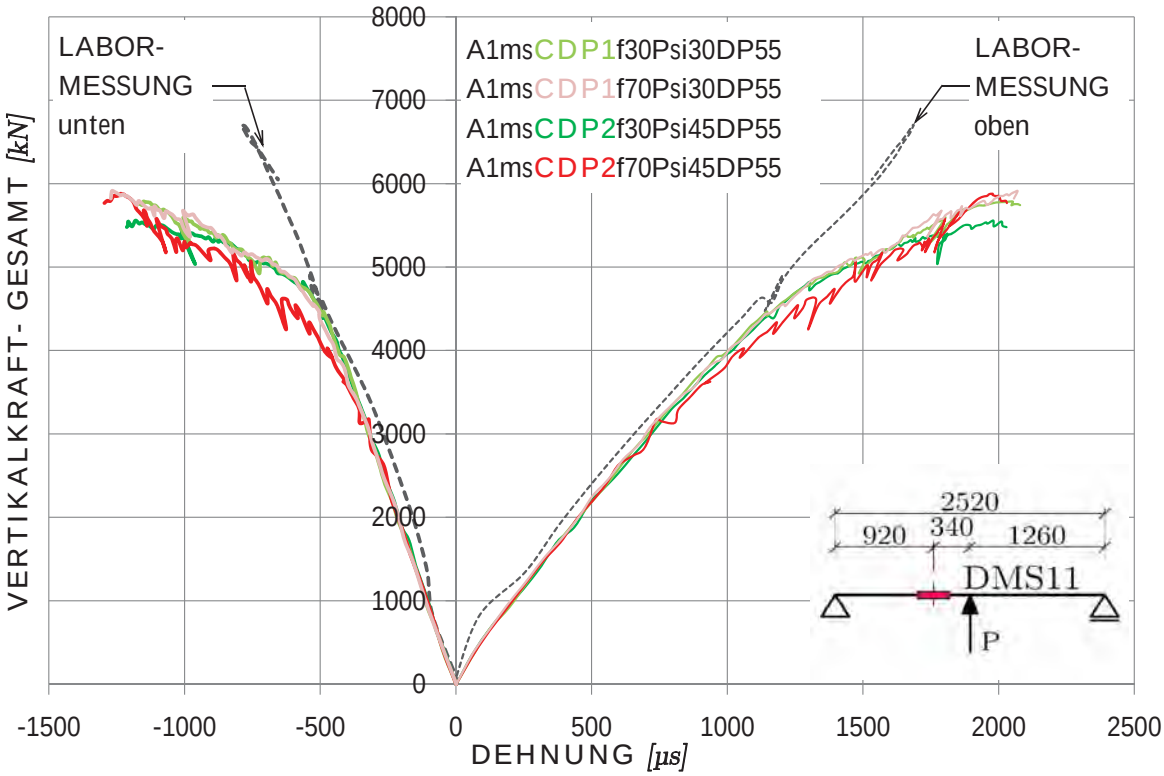


Abbildung 4.49: Einfluss des Zugschädigungsparameters auf die Dehnungen von DMS 11

4.4.1.3 Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit anhand von drei Modellen untersucht. Als Referenzwerte werden die Rechenmodelle **A1msCDP2f30Psi45DP55** und **A1msCDP2f70Psi45DP55**, die sich in den letzten Abschnitten als die bisher passendsten herausgestellt haben, herangezogen. Beide dieser Modelle wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $1\,mm/sec$ beaufschlagt. Als Vergleich dienen einige Kraft- Ergebnisverläufe des Modells **A05msCDP2f70Psi45DP55**, das mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,5\,mm/sec$ berechnet wurde. *Abbildung 4.50* zeigt den Vergleich der Mittendurchbiegungen.

Auffällig ist, dass die gemessene erhöhte Anfangsbiegesteifigkeit mit dem Modell mit reduzierter Belastungsgeschwindigkeit abgebildet wird, obwohl es sich um ein Modell mit CDP2 handelt. Ansonsten sind keinerlei Unterschiede des Durchbiegungsverhaltens zwischen den einzelnen FE- Modellen erkennbar. Auch der Vergleich der Dehnungen zeigt keinen Hinweis auf einen Einfluss dieses Parameters. Stellvertretend dafür ist in *Abbildung 4.51* das Kraft-Dehnungsdiagramm für DMS3 dargestellt.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass durch die Halbierung der Belastungsgeschwindigkeit kein Einfluss auf die Ergebnisse festgestellt werden kann. Dies deckt sich auch mit den Erfahrungen aus [Ant07].

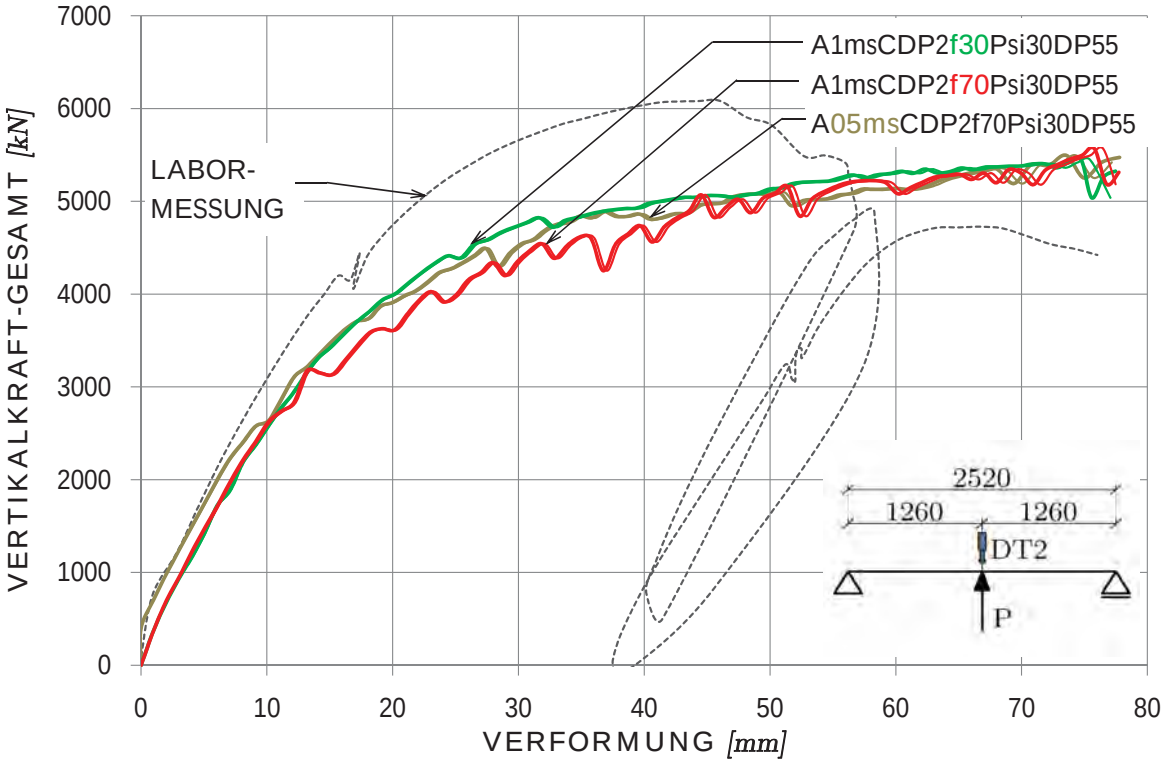


Abbildung 4.50: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Durchbiegungen an der Stelle von DT2

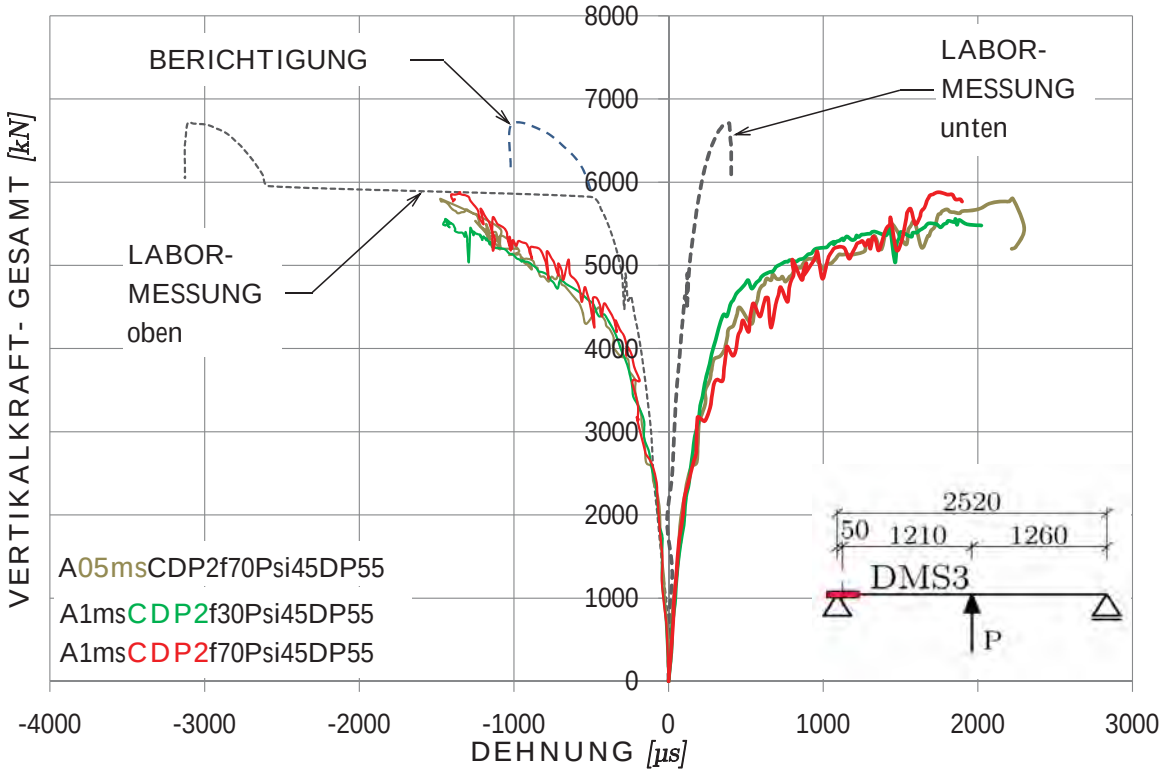


Abbildung 4.51: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Dehnungen an der Stelle von DMS3

4.4.1.4 Einfluss des Druckschädigungsparameters d_c

Als letzter Einflussparameter wird der maximale Druckschädigungsparameter d_c variiert. Alle bisherigen Studien wurden auf Basis der vorausgegangenen Arbeiten nach *Abschitt 4.2.3* mit einem maximalen Druckschädigungsparameter von $d_c = 0,55$ durchgeführt. Dies stellt, wie bereits erläutert, den oberen Grenzwert dieses Parameters dar.

Um den Einfluss auf die Rechenergebnisse beurteilen zu können, werden die in den vorigen Abschnitten als akkurateste identifizierten Modelle **A1msCDP2f30Psi45DP55** und **A1msCDP2f70Psi45DP55** den Modellen **A1msCDP2f70Psi45DP00** und **A1msCDP2-f70Psi45DP20** gegenübergestellt. Bei **A1msCDP2f70Psi45DP00** wird überhaupt kein Schädigungsparameter für Druckspannungen definiert. Dieses Modell stellt damit somit den unteren Grenzwert des Variationsbereichs dar. **A1msCDP2f70Psi45DP20** liegt mit einem Wert von $d_c = 0,20$ ungefähr in der Mitte der Bandbreite an möglichen Werten für d_c.

Abbildung 4.52 zeigt das Kraft- Verformungsdiagramm für den induktiven Wegaufnehmer DT2 sowie die errechneten Verformungen der ABAQUS Modelle an diesem Punkt. Es zeigt sich, dass die Abweichungen zwischen gemessenen und gerechneten Durchbiegungsordinaten durch die Reduktion des maximalen Schädigungsparameters für Druckspannungen bedeutend verringert werden können. Erstaunlicherweise liefert das Modell DP20 bessere Ergebnisse als jenes, bei dem die Druckschädigung überhaupt nicht berücksichtigt wird. Es gilt jedoch auch für die Modelle mit modifiziertem $d_{c,max}$, dass der Entfestigungsbereich nicht durch die FE- Rechnung beschrieben werden kann.

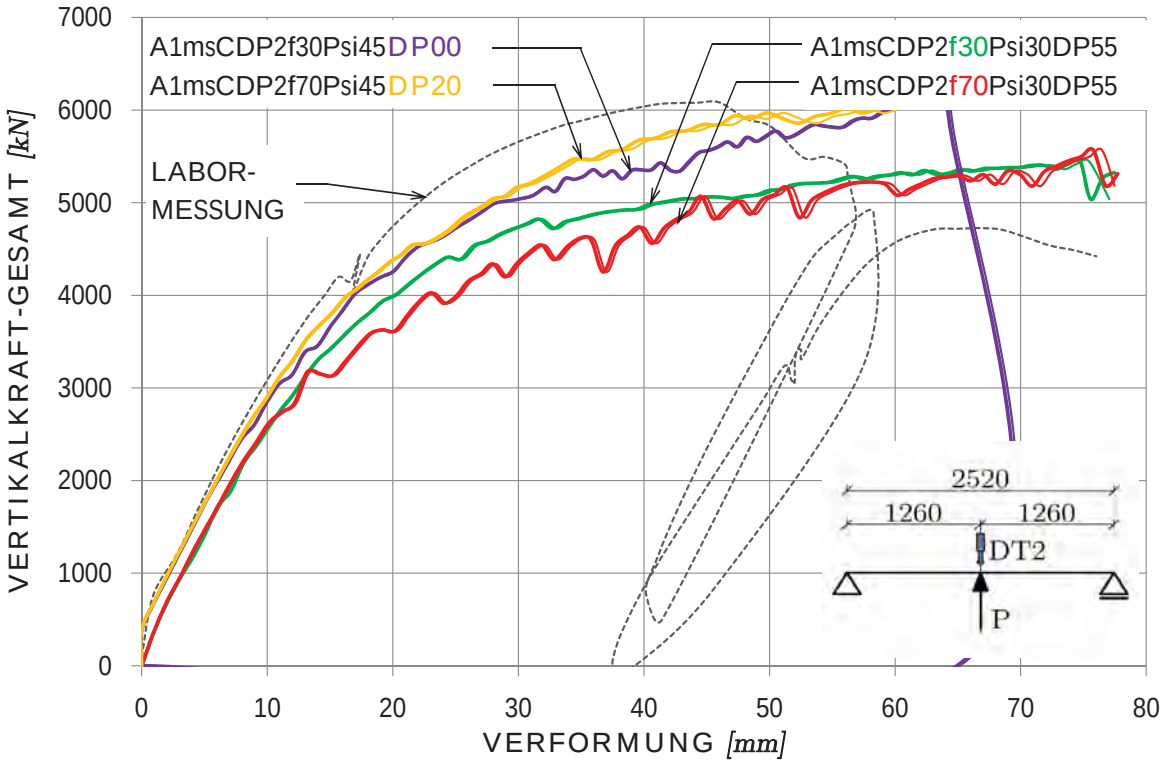


Abbildung 4.52: Einfluss der Variation des Druckschädigungsparameters d_c auf die Verformung bei DT2

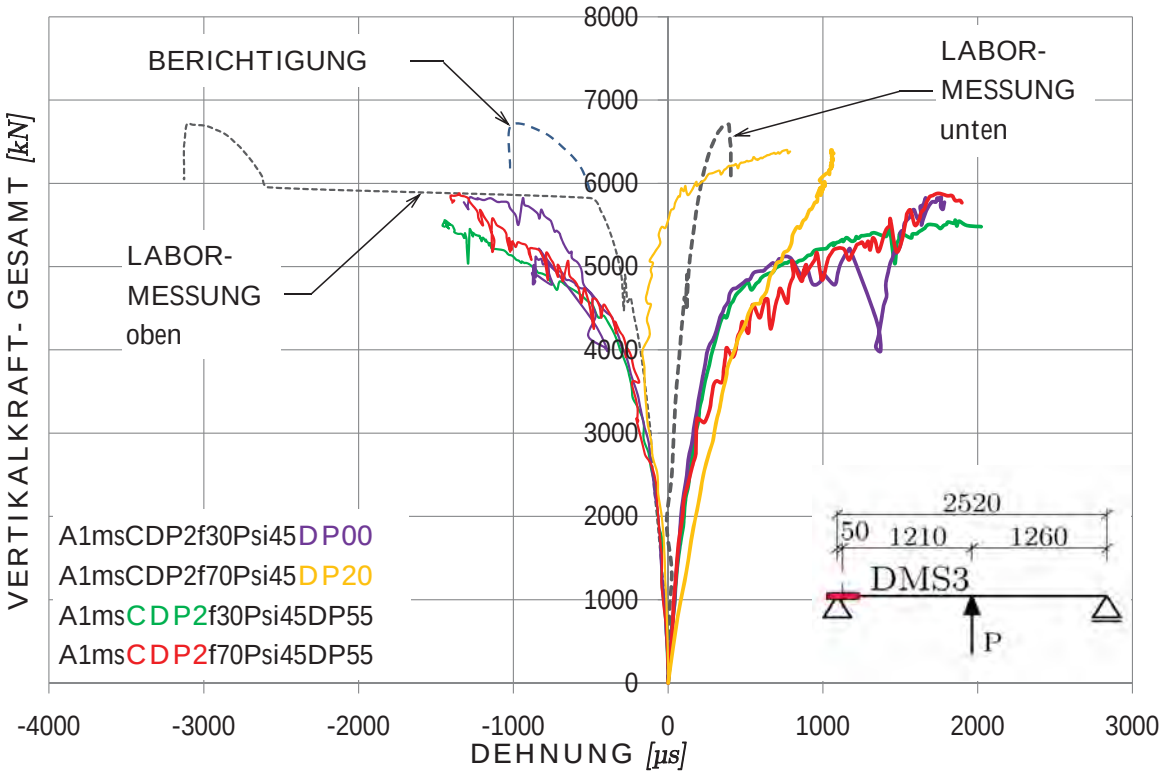


Abbildung 4.53: Einfluss der Variation des Druckschädigungsparameters d_c auf die Dehnung bei DMS3

In *Abbildung 4.53* ist die Kraft- Dehnungskurve für den auflagernahen DMS3 dargestellt. Auch an diesem Bild ist erkennbar, dass die Modelle mit reduziertem $d_{c,max}$, hier vor allem das Modell **A1msCDP2f70Psi45DP00**, das tatsächliche Kraft- Dehnungsverhalten bedeutend besser annähern als die bisher untersuchten Modelle. Das Modell mit $d_{c,max} = 0,2$ liefert für das obere Blech, erkennbar an den dünn durchgezogenen Linien, eine annähernde Deckungsgleichheit mit den Versuchsergebnissen bis etwa $4000\,kN$, verläuft danach jedoch mit einer vorzeichenfalschen Krümmung weiter. Am unteren Blech, im Diagramm durch dick durchgezogene Linien gekennzeichnet, weist dieses Modell eine etwas zu geringe Anfangssteifigkeit auf. Über einem Lastniveau von rund $5000\,kN$ liefert es jedoch die besseren Näherungswerte.

Der Ergebnisvergleich an der Stelle des DMS4 in *Abbildung 4.54* ist schwierig zu interpretieren. Für das untere Blech, also die dick durchgezogenen Linien im Diagramm, bildet das Modell mit DP20 die Steifigkeiten jedenfalls zwischen einer Gesamtbelastung von 0 und $1000\,kN$ sowie zwischen 3000 und $5000\,kN$ am besten ab. Zwischen 1000 und $3000\,kN$ liegen die Ergebniskurven der anderen Modelle näher an den Messwerten. Ob hier die Messung oder die FE- Berechnung „richtiger“ ist, sei dahingestellt. Für die im Diagramm durch dünn gezeichnete Linien dargestellten Messwerte am oberen Blech weist jedenfalls das Modell mit $d_{c,max} = 0,2$ die schlechteste Übereinstimmung mit den Messwerten auf. Dazu sind zwei Anmerkungen notwendig. Zum einen ist dies die einzig gefundene Stelle im Modell mit derartigen Abweichungen und zum anderen werden die Dehnungen auf der sicheren Seite liegend mit der Berechnung durchwegs größer als die Messwerte abgeschätzt.

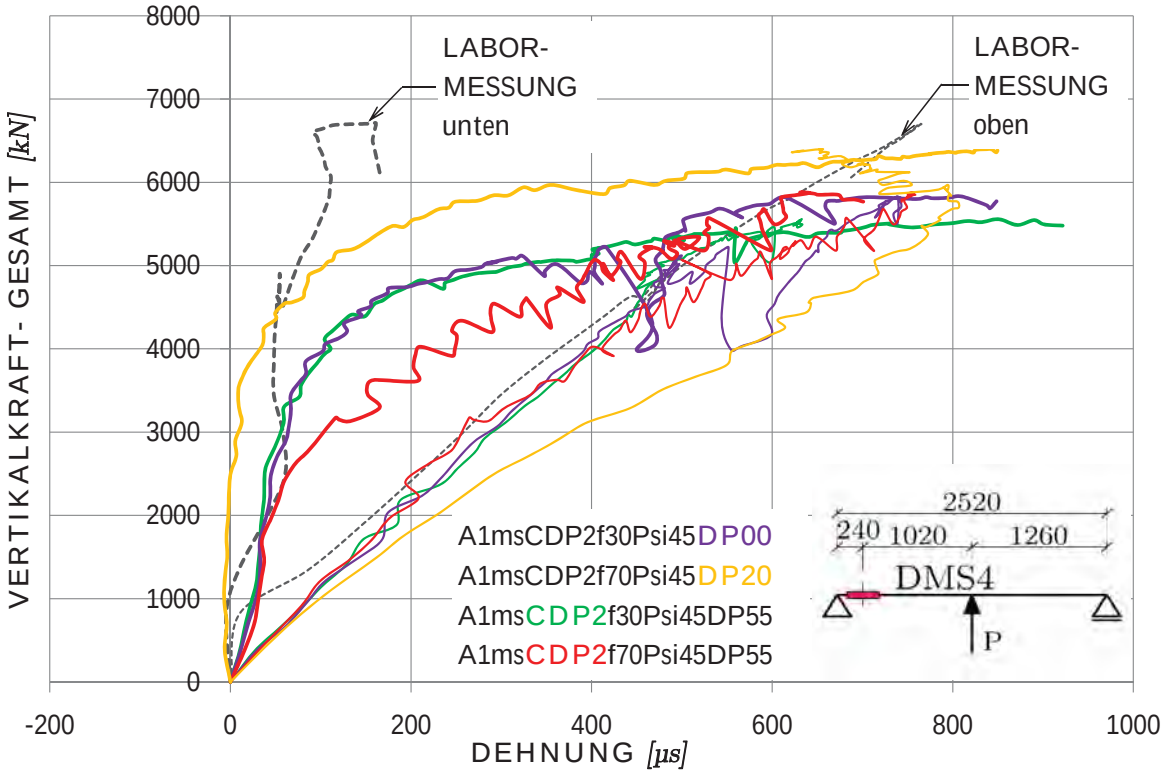


Abbildung 4.54: Einfluss der Variation des Druckschädigungsparameters d_c auf die Dehnung bei DMS4

Abbildung 4.55 zeigt das Kraft- Dehnungsdiagramm an der Stelle des DMS11. Hier beschreiben alle Modelle das Tragverhalten in guter Näherung bis etwa 5000 kN. Deutlich erkennbar ist jedoch, dass **A1msCDP2f70Psi45DP20** das reale Tragverhalten oberhalb dieser Last besser beschreibt als die anderen Rechenmodelle.

Zur Verdeutlichung der Akkurastesse des Modells **A1msCDP2f70Psi45DP20** wird in *Abbildung 4.56* der bisher noch nicht beschriebene Kraft- Dehnungsverlauf an der Stelle des DMS1 gezeigt. Während an dieser Stelle alle anderen Modelle die Tragfunktion relativ schlecht abbilden, kann mit dem Modell DP20 die Messkurve der Dehnungen bis zu einer Last von rund 5000 kN nahezu deckungsgleich nachgebildet werden.

Wie in *Abschnitt 4.2.1* erläutert, ist zur Ergebniskontrolle von FE- Rechnungen, die mit expliziten Integrationsalgorithmen gelöst werden, eine Kontrolle des Quotienten zwischen kinetischer Energie und Verzerrungsenergie unerlässlich. In ABAQUS entspricht dies dem Verhältnis der *History- Output* Variablen ALLKE/ALLIE. In *Abbildung 4.57* ist der Verlauf dieses Energiequotienten über die Berechnungsdauer von 100 sec dargestellt. Es ist erkennbar, dass der Maximalwert mit $0,013$ rund eine Zehnerpotenz unter dem in [ABA10a] angegebenen Grenzwert von $0,1$ liegt und keine Vorzeichensprünge aufweist. Die Ergebnisse des untersuchten Modells können damit weiterverwendet werden.

Die oben gezeigten Vergleiche zeigen, dass kein Modell gefunden werden konnte, welches alle Effekte des Plattentyps A der SCSC- Platte inklusive des Entfestigungsbereichs der Arbeitslinie beschreiben kann. Mit dem Modell **A1msCDP2f70Psi45DP20** wird die Tragfunktion

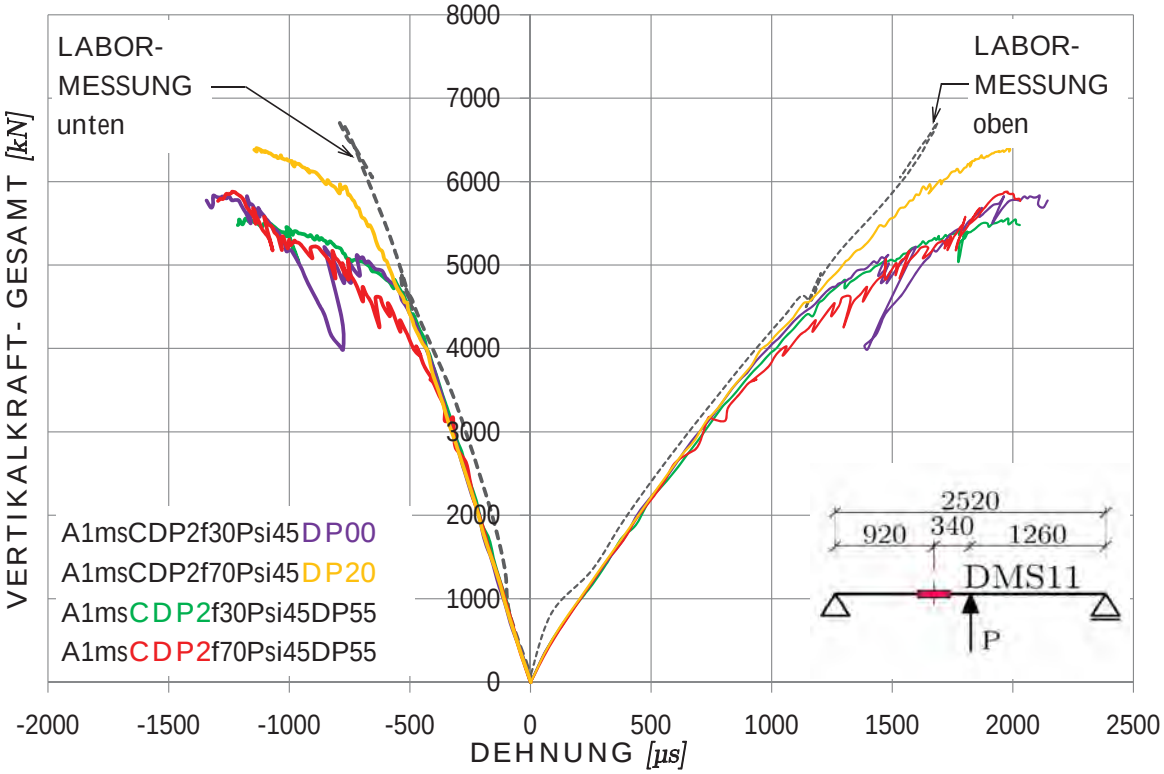


Abbildung 4.55: Einfluss der Variation des Druckschädigungsparameters d_c auf die Dehnung bei DMS11

jedoch bis in etwa zur plastischen Grenzlast der Platte bei rund $5000\,kN$ ausreichend genau abgebildet. Punktuell ist dabei mit leichten Abweichungen zwischen gemessenen Werten und FE- Ergebnissen zu rechnen.

Zur zutreffenden FE- Modellierung der SCSC- Platte ergeben sich, insbesondere für das Betonmodell CDP, zu den in *Abschnitt 4.2.3* zusammengefassten Erfahrungen abweichende Werte. Dabei sind im Besonderen zwei grundlegende Abweichungen zu nennen. Für den Dilatationswinkel ψ ist die Wahl in der Höhe des oberen Grenzwerts von 45° die beste. Die Modelle mit einem, den Empfehlungen entsprechenden Winkel von rund 35° unterschätzen die Tragfähigkeiten des Systems signifikant. Der maximale Betonschädigungsparameter ist, abweichend zu den Erfahrungen aus *Abschnitt 4.2.3*, nicht in maximaler Höhe, sondern mit rund $d_{c,max} = 0,2$ anzusetzen. Beide dieser Abweichungen betreffen das plastische Resttragverhalten des Betons. Es ist daher anzunehmen, dass der Füllbeton der SCSC- Platte auf Grund der allseitigen Umschließung und der daraus resultierenden vorwiegend dreidimensionalen Beanspruchung erhöhte plastische Tragreserven aufweist.

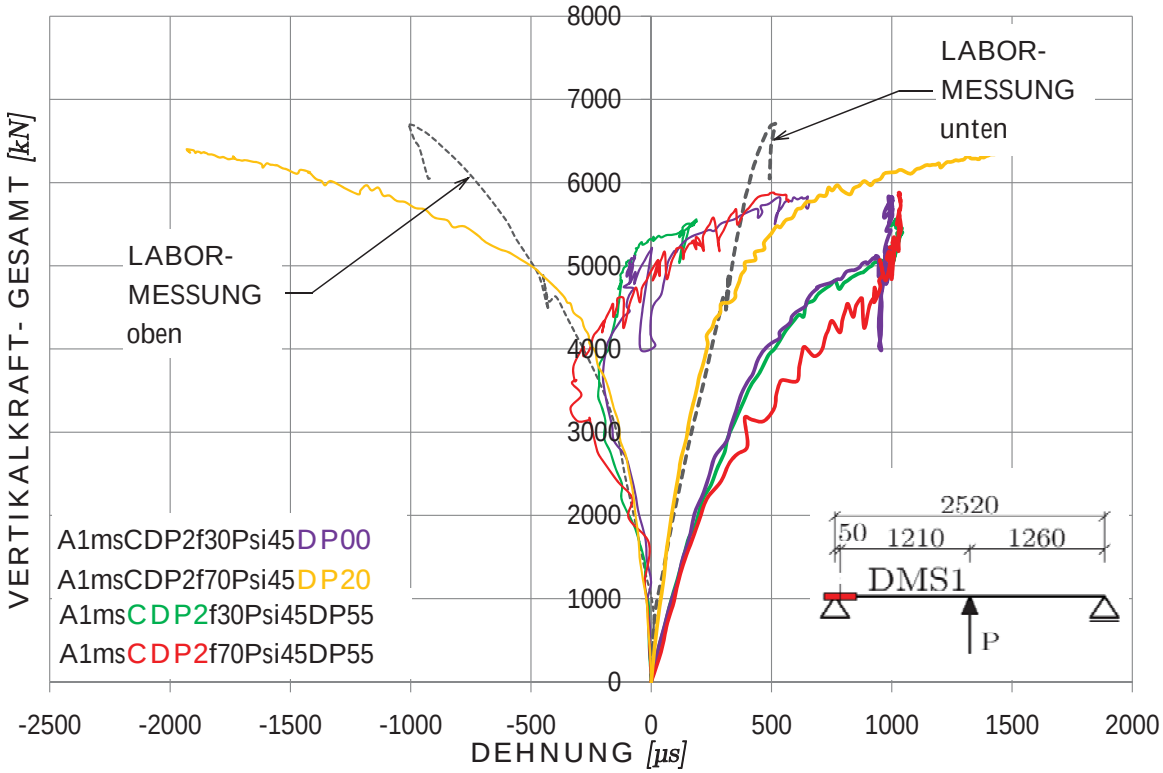


Abbildung 4.56: Einfluss der Variation des Druckschädigungsparameters d_c auf die Dehnung bei DMS1

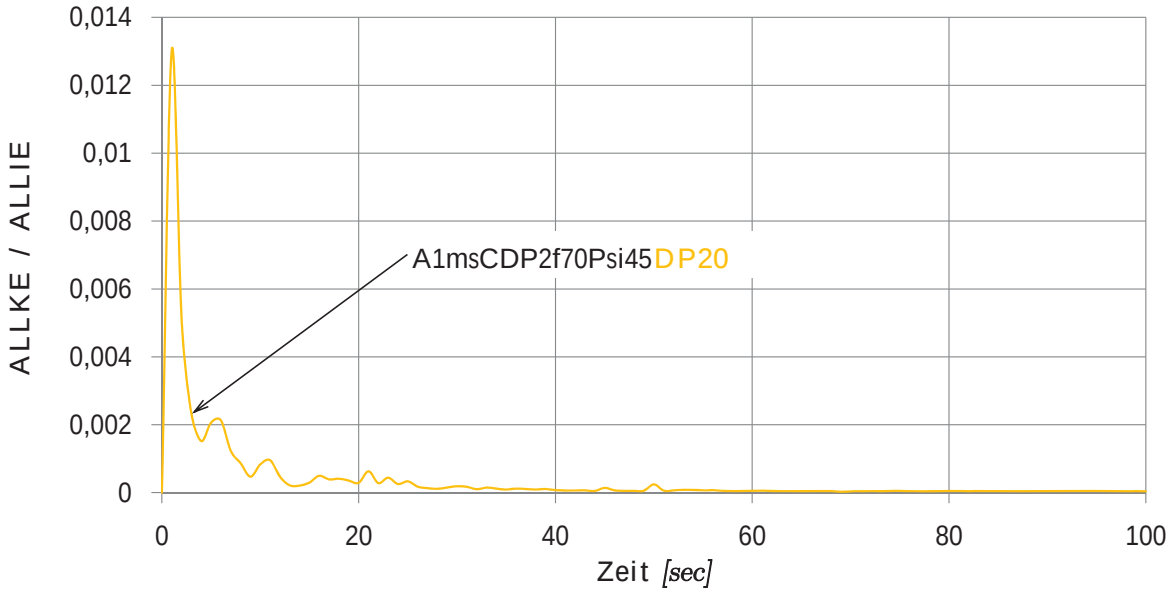


Abbildung 4.57: Verlauf des Energiequotienten ALLKE/ALLIE über die Berechnungsdauer

4.4.2 Ergebnisvergleich anhand der *Field Outputs*

Nach der Festlegung des Modells **A1msCDP2f70Psi45DP20** und somit der Parameterkombination, die den weiteren Untersuchungen zugrunde liegt, werden im Folgenden ausgewählte Ergebnisverläufe grafisch dargestellt und bewertet. Dies dient im Wesentlichen zur Bestätigung der prinzipiellen Übereinstimmung der tatsächlichen Tragfunktion mit den Ergebnissen der FE- Berechnung. Des Weiteren kann beurteilt werden, ob sich der in *Abschnitt 2.4* unterstellte prinzipielle Tragmechanismus der Schubübertragung zwischen den äußeren Blechen durch liegende Druckdiagonalen im Füllbetonquerschnitt einstellt.

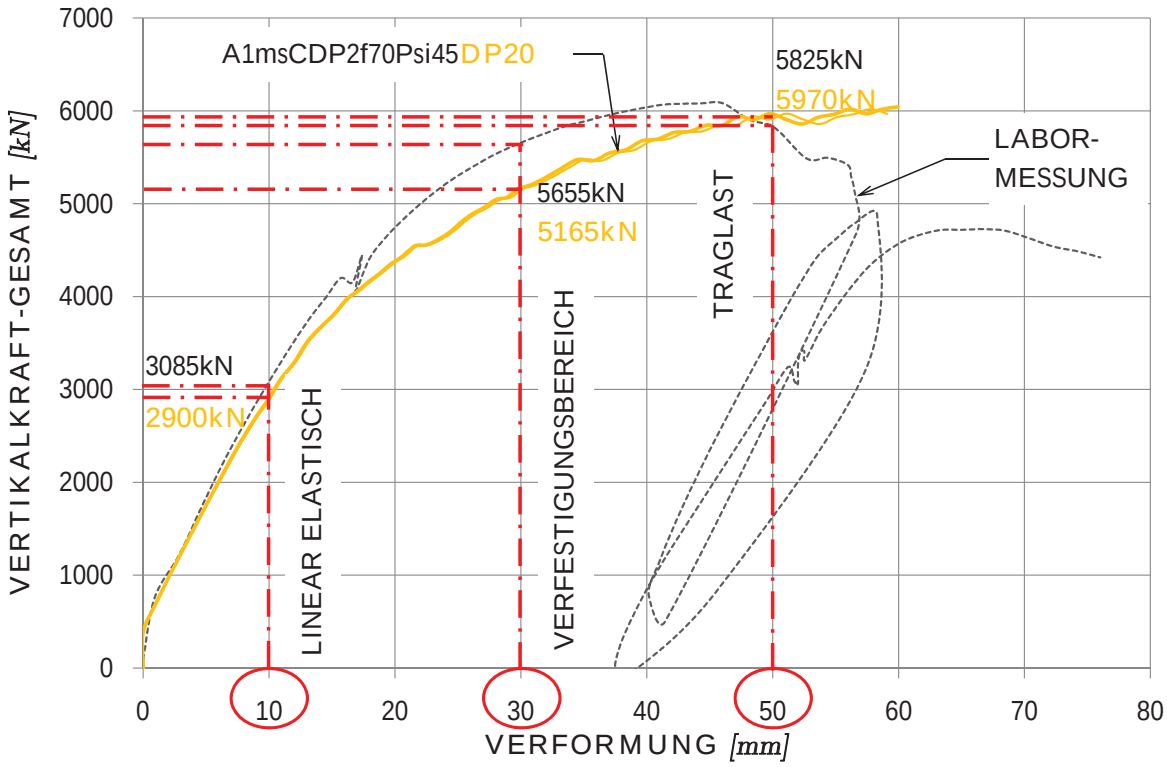


Abbildung 4.58: Durchbiegungsniveaus zur Auswertung der *History- Output* Daten

Zur Auswertung der Verläufe werden nach *Abbildung 4.58* drei charakteristische Punkte der Durchbiegung in Feldmitte festgelegt.

Als charakteristischer Punkt im linear elastischen Bereich der Tragwerksantwort wird eine Durchbiegung von 10 mm gewählt. Der linear elastische Bereich der Kraft- Verformungslinie der Vertikalverschiebung in Feldmitte kann in Übereinstimmung mit *Abbildung 4.58* bis zu einer Biegeordinate von rund 15 bis 20 mm angegeben werden. Da ein Punkt im linear elastischen Bereich festgelegt werden soll, wird nicht der Grenzwert, sondern mit 10 mm in etwa ein Wert in der Hälfte dieses Bereichs gewählt. Die Gesamtlast des Versuchs beträgt hier bei festgelegter Vertikalverschiebung rund 3085 kN. Die mittels FEM errechnete, zugehörige Vertikallast liegt mit 2900 kN rund 6% darunter. Diese relativ kleine Abweichung lässt darauf schließen, dass an diesem Punkt

die tatsächliche Tragfunktion der SCSC- Platte durch die FE- Analyse gut beschrieben wird. Das ist wichtig, da alle geometrisch und materiell linearen, ingenieurmäßigen Modellbildungen des folgenden Kapitels aus den FE- Ergebnissen an diesem charakteristischen Punkt abgeleitet werden. Das Verhältnis von Mittendurchbiegung zu Stützweite passt an diesem charakteristischen Punkt mit $\approx \frac{l}{250}$ zudem in etwa zur bekannten $\frac{l}{300}$- Regel. Eine derartige Regel ist zwar im Normenwerk zum Brückenbau nicht enthalten, bietet aber dennoch einen gewissen Anhaltswert zur Abschätzung der Größenordnung eines bemessungsrelevanten Lastniveaus für die baupraktische Anwendung.

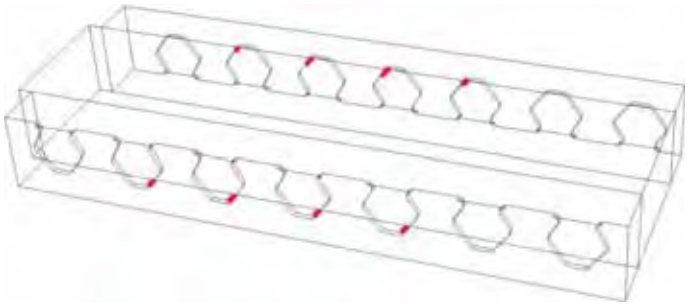
Die Traglast liegt bei einer Durchbiegung von zirka 50mm. Aus den bereits erwähnten Gründen, sollten Berechnungsergebnisse oberhalb dieser Durchbiegungsstufe nicht zur Analyse herangezogen werden. Aus diesem Grund kann eine Vertikalverschiebung von $50\,mm$ somit als Grenzwert verstanden werden, bis zu dem die Resultate FE- Analyse die tatsächliche Tragfunktion der SCSC- Platte gut annähern. Die im Labor gemessene Traglast der Platte ergibt sich bei einer Durchbiegung von $46\,mm$ zu $6080\,kN$. Bei einer Mittendurchbiegung von $50\,mm$ beträgt die rechnerische Gesamtlast $5970\,kN$ und liegt somit rund $2,5\%$ oberhalb der bereits abfallenden Versuchslast von $5825\,kN$ und rund 1% unterhalb der tatsächlich gemessenen plastischen Grenzlast der Platte.

Als charakteristischer Punkt im Verfestigungsbereich der Kraft- Verformungslinie der Vertikalverschiebung in Feldmitte wird mit einer Biegeordinate von $30\,mm$ der arithmetische Mittelwert aus den zuvor festgelegten Durchbiegungsniveaus gewählt. Dieser Vertikalverschiebungswert liegt in einem Bereich, in dem sowohl im gemessenen als auch im mittels FEM errechneten Kraft- Verformungsdiagramm deutliche plastische Verformungen erkennbar sind. Die gemessene Versuchslast liegt bei diesem Durchbiegungswert mit $5655\,kN$ in etwa um $9,5\%$ über dem errechneten Wert von $5165\,kN$.

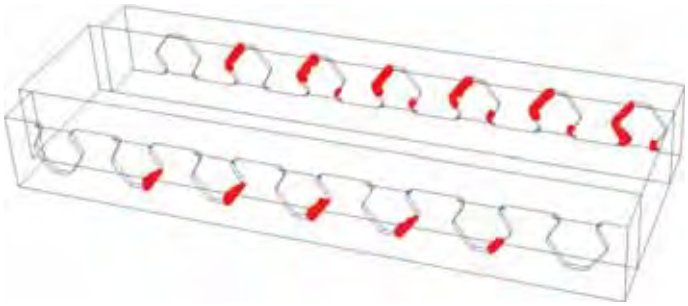
4.4.2.1 Untersuchung der minimalen Betonhauptspannungen

Zunächst wird kontrolliert, ob die in *Abschnitt 4.2.3* beschriebene Beschränkung der Betonspannungen mit dem fünffachen Wert der einachsialen Druckfestigkeit f_{cm} eingehalten werden kann. Laut ABAQUS- Manual[ABA10a] ist das Modell CDP nicht dazu geeignet, dreiachsiale Spannungszustände zu beschreiben, bei denen die minimalen Druckspannungen $f_{c,min} < -5f_{cm}$ werden.

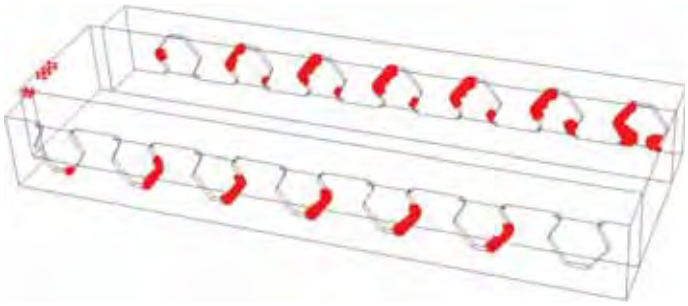
In *Abbildung 4.59* sind jene Elemente der Betonteils herausgelöst dargestellt, in denen dieser Grenzwert überschritten wird. Der Zuwachs der Ausdehnung mit steigender Laststufe ist deutlich zu erkennen. Dennoch beschränken sich die Bereiche zu großer Druckspannung bis zum Erreichen der Traglast auf einige wenige Elemente direkt an der Kontaktfuge zu den Stahlzähnen der Dübelleiste. Somit kann die grundlegende Bedingung zur Anwendbarkeit des Betonmodells CDP weitestgehend als erfüllt angesehen werden und es ist kein wesentlicher Einfluss auf die Ergebnisse der Berechnung zu erwarten.



(a) Step 12 $w_{Mitte} = 10\,mm$



(b) Step 33 $w_{Mitte} = 30\,mm$



(c) Step 50 $w_{Mitte} = 50\,mm$

Abbildung 4.59: Darstellung der Elemente mit $f_{c,min} < -5f_{cm}$

4.4.2.2 Vergleich der Rissbilder an Zug- und Druckseite

Lit.: [FHJ11a]

Nach dem in *Kapitel 3.4* beschriebenen Freilegen der Betonoberflächen können die so sichtbaren Rissbilder der Betonzug- und Betondruckseite den FE- Ergebnissen der ABAQUS Berechnung gegenübergestellt werden. Dazu ist festzuhalten, dass die Öffnung der Platten nach dem Versuch erfolgte. Die sichtbaren Rissbilder des Versuchs stellen somit die vollständig abgeschlossene Rissbildung nach Überschreitung der plastischen Grenzlast des Plattenelements dar. Da sich jedoch mit steigender Last nicht die Rissrichtung, sondern lediglich die Anzahl und Weite der Risse ändert, können die nach dem Versuch aufgenommenen Bilder durchaus mit FE- Berechnungsergebnissen bei niedrigeren Lastniveaus verglichen werden.

Abbildung 4.60 zeigt den Verlauf der Hauptdruckspannungstrajektorien der FE- Berechnung an der Zug- und an der Druckseite beim charakteristischen Auswertepunkt von $30\,mm$ im Vergleich zu den aufgenommenen, tatsächlichen Rissbildern des Betons. Bei dieser Durch-

biegungsstufe der FE- Berechnung kann davon ausgegangen werden, dass die Rissbildung rechnerisch bereits größtenteils abgeschlossen ist. Die dargestellten Ausschnitte in *Abbildung 4.60* entsprechen dem einmal um die $x-z$ Ebene gespiegelten Berechnungsmodell aus *Abbildung 4.18*. Dieser Bereich umfasst die vollständige Breite einer Betonkammer über zwei Dübelleistenabstände sowie die Länge der halben Plattenstützweite.

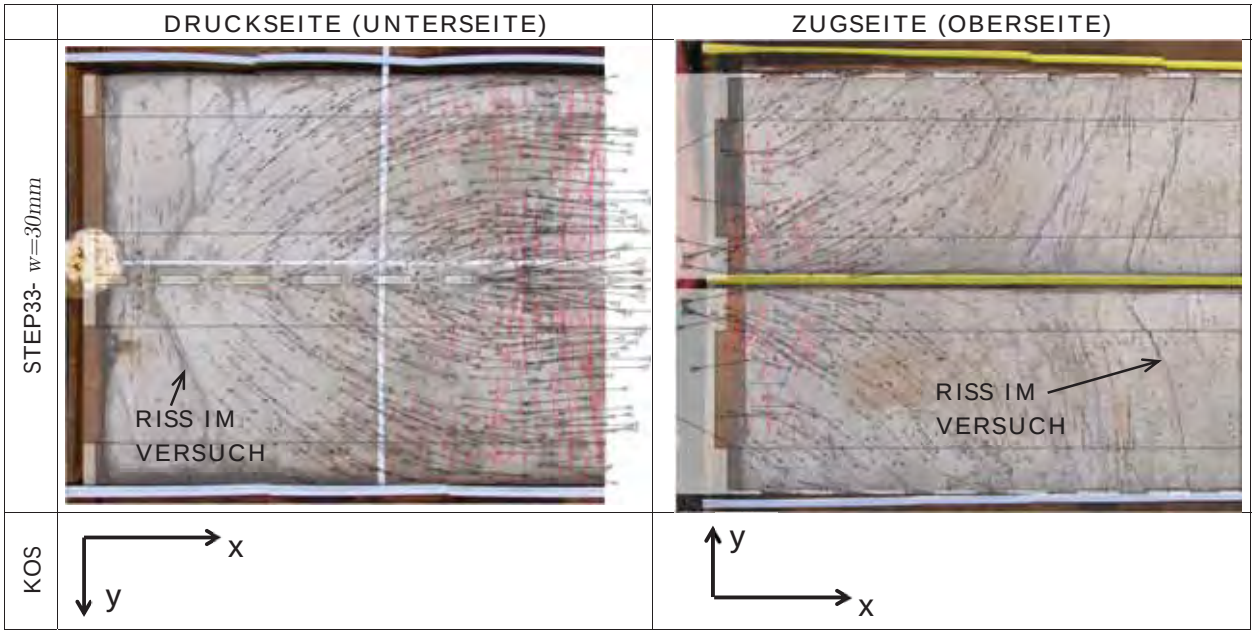


Abbildung 4.60: Betonbruchbild mit Hauptspannungstrajektorien bei $w_{Mitte} = 30\,mm$

Die schwarz dargestellten Trajektorien zeigen die Richtung der Hauptdruckspannungen. Die Hauptzugspannungen sind im Vergleich dazu betragsmäßig so klein, dass deren Trajektorien kaum sichtbar wären und daher nicht dargestellt sind. Die rot eingefärbten Trajektorien visualisieren die Richtung der dritten Hauptspannung. Auch dabei handelt es sich um Druckspannungen. Die Größe der Pfeile hängt vom absoluten Wert der ermittelten Spannung ab.

Risse entstehen im spröden Material Beton immer durch Zugbeanspruchung. Die Hauptspannungen stehen definitionsgemäß normal aufeinander im Raum. Demzufolge müssen die Risse erzeugenden Hauptzugspannungen normal auf dargestellten Hauptdruckspanungstrajektorien stehen. Die Druckspannungstrajektorien zeigen somit die voraussichtliche Zugrissrichtung an, während Rissrichtungen normal auf die Druckspannungstrajektorien auf Druckversagen des Betons schließen lassen. Insgesamt decken sich die mit FE ermittelten Hauptdruckspannungsrichtungen tatsächlich gut mit den freigelegten Rissbildern.

In *Abbildung 4.61* sind die gleichen Bilder vergrößert und mit mehr Betonung auf die Trajektorien dargestellt. In dieser Darstellung sind die tatsächlich aufgenommen Risse zwar kaum zu erkennen, sie erlaubt jedoch das Studium der auftretenden Effekte und eine Interpretation der Tragfunktion der SCSC- Platte auf Basis der Ergebnisse der numerischen Analyse.

Zur Beschreibung der Tragwirkung des Betonkerns unter der Versuchslast lässt sich dieser grob in drei Bereiche Unterteilen. Die Grenzen dieser Bereiche sind nicht klar definierbar, da

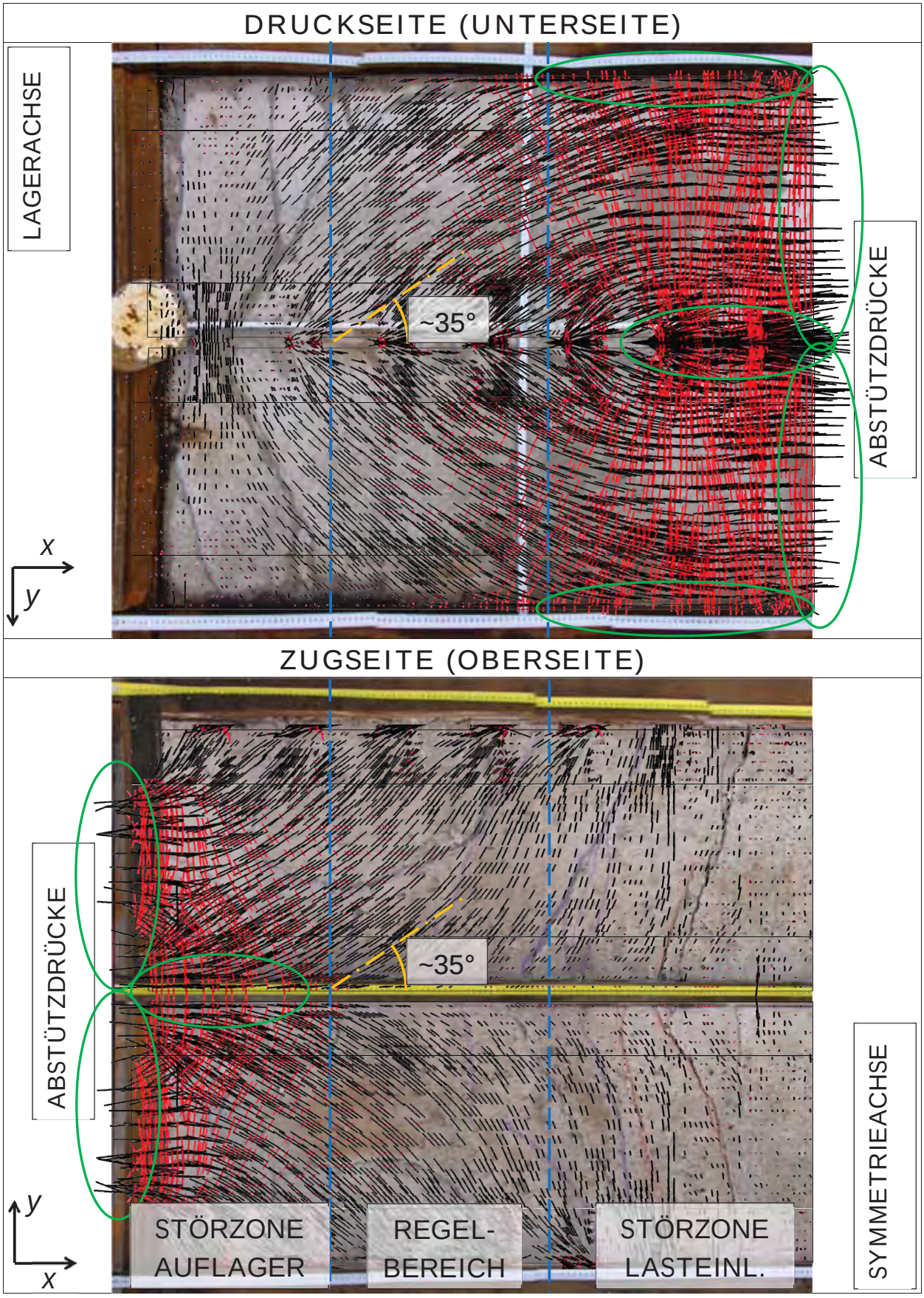


Abbildung 4.61: Detaildarstellung der Hauptspannungstrajektorien bei $w_{Mitte} = 30\,mm$

die Übergänge fließend sind. Offensichtlich ist jedoch der Störeinfluss bei der Lasteinleitung in x- Richtung etwas weiter ausgedehnt.

Im weitgehend „ungestörten“ Regelbereich ist die Neigung der Hauptdruckspannungstrajektorien mit rund 35° an beiden Seiten annähernd gleich. Außerdem ist dieser Bereich, wie aus *Abbildung 4.61* deutlich zu erkennen ist, weitestgehend frei von Störeinflüssen, die durch die rot dargestellten, dritten Hauptspannungen gekennzeichnet sind. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die Spannungen in diesen Bereichen hauptsächlich aus der, in *Abschnitt 2.4* unterstellten, Tragwirkung der Schubübertragung zwischen den äußeren Blechen durch liegende Druckdiagonalen im Füllbetonquerschnitt resultieren. Die Tatsache, dass der „Regelbereich“ in *Abbildung 4.61* der kleinste der drei Bereiche ist, ist auf die im Laborexperiment reduzierte Stützweite der Platte zurückzuführen. Störeinflüsse sind in der Regel von der Bauhöhe eines Bauteils, nicht jedoch von der Stützweite des Systems, abhängig. Daher ist davon auszugehen, dass die Ausdehnung des Regelbereichs in x- Richtung bei Vergrößerung der Plattenstützweite in gleichem Maße größer wird, während die Ausdehnung der Störbereiche unverändert bleibt.

Die „Störzone“ bei der Lasteinleitung macht sich hauptsächlich an der Biegedruckseite, im Versuch also an der Betonunterseite bemerkbar. Dort werden die Hauptdruckspannungstrajektorien durch die rot dargestellten, dritten Hauptspannungen so umgelenkt, dass sie in Plattenmitte, also der Symmetrieachse, parallel zur x- Richtung liegen. An der Zugseite sind hingegen kaum Trajektorien zu erkennen. Wie sich später in den *Abbildungen 4.62* und *4.63* zeigt, ist dies auf die Ausbildung von y- parallelen Biegezugrissen in diesem Bereich zurückzuführen. Durch die Ausbildung eben dieser Risse entzieht sich der Beton an der Plattenoberseite der Mitwirkung an der Lastabtragung, während sich an der Plattenunterseite erhöhte Druckspannungen einstellen. Diese x-parallelen Druckspannungen erzeugen am Symmetrieschnitt Abstützdrücke, die in y- Richtung annähernd konstant verteilt sind und mit der zweiten, symmetrischen Plattenhälfte im Gleichgewicht stehen. Abstützdrücke, die durch die Trajektorien sichtbar gemacht werden können, sind in *Abbildung 4.61* grundsätzlich durch grüne Umrandungen gekennzeichnet. Die Umlenkung der Hauptdruckspannungen in der „Störzone“ bei der Lasteinleitung erfolgt durch eine druckbogenartige Ausbildung der dritten Hauptspannungen. Jeweils ein „Druckbogen“ recht dabei über jeweils zwei Betonkammern. Wie aus *Abbildung 4.61* gut erkennbar ist, erzeugen auch die Horizontalschübe dieser Bogenstrukturen sowohl an der Achse in Bildmitte als auch an den Bildrändern Abstützdrücke, die wiederum mit den symmetrischen Spannungen der angrenzenden Betonkammern im Gleichgewicht stehen. An der Biegezugseite entstehen in diesem Bereich keine Abstützdrücke.

Die „Störzone“ in Auflagernähe zeichnet sich vor allem durch eine Störung des gleichmäßigen Spannungszustandes an der Biegezugseite, im Laborexperiment also der Betonoberseite, aus. Auch hier entsteht durch die dritten Hauptspannungen eine bogenartige Struktur, die die Hauptdruckspannungen in die Richtung der x- Achse umlenkt. Daher entstehen an der Biegezugseite Abstützdrücke aus dem Horizontalschub dieser „Druckbögen“, die in Bildachse Abstützspannungen hervorrufen. Auffällig ist, dass die Bogenstrukturen dieser Störzone bedeutend kleiner sind als jene der „Störzone Lasteinleitung“. Aus diesem Grund entstehen an dieser Stelle kaum y- parallele Abstützdrücke am oberen und am unteren Bildrand. Sehr wohl erzeugen jedoch die umgelenkten Hauptdrucktrajektorien einen Abstützdruck, der

das Endblech der SCSC- Platte belastet. Auch dieser Druck ist in y- Richtung annähernd konstant verteilt. An dieser Stelle kommt also der Schweißnaht zwischen dem durchgehenden Blech auf der Biegezugseite und dem Endblech eine besondere Bedeutung zu. Sie ist, zusätzlich zu eventuellen anderer Belastungen, auch auf die Übertragung der aus eben dieser Spannung resultierenden Kräfte auszulegen. Äquivalent zur Störzone bei der Lasteinleitung treten die Abstützdrücke auch beim Auflager nur an einer Seite des Betonkerns auf. An der Biegedruckseite, also der Plattenunterseite im Laborversuch, sind in der „Störzone Auflager“ wiederum kaum Spannungstrajektorien erkennbar.

Wird im Betonbau von Druckstreben oder Druckdiagonalen gesprochen, sind damit idealisierte, gedanklich aus dem Kontinuum herausgelöste diskrete Stäbe gemeint, die parallel zur Hauptdruckspannungsrichtung liegen. Somit wird das in *Abschnitt 2.4* beschriebene, vereinfachte Tragmodell mit horizontalen Druckdiagonalen im Füllbetonquerschnitt im Regelbereich sowohl durch die sichtbaren Rissbilder als auch durch die errechneten Hauptspannungsrichtungen weitestgehend bestätigt. Wie sich im nächsten Kapitel zeigt, sind in den Störbereichen lediglich einige wenige Modifikationen notwendig. Der prinzipielle Tragmechanismus entspricht somit tatsächlich der *Abbildung 2.14* aus *Abschnitt 2.4*.

Abbildungen 4.62 und *4.63* zeigen Vergleiche der beobachteten tatsächlichen Rissbilder mit der Verteilung der dehnungsabhängigen Schädigungsparameter d_c und d_t nach dem Betonmodell CDP. In den blau bis grün gekennzeichneten Bereichen liegt der Wert des Schädigungsparameters zwischen $0,2$ und $0,8$ während er sich in den orange bis rot eingefärbten Bereichen zwischen $0,8$ und dem Maximalwert $0,992$ bewegt. Diese Bereiche kennzeichnen somit die Gebiete wahrscheinlicher Rissbildung.

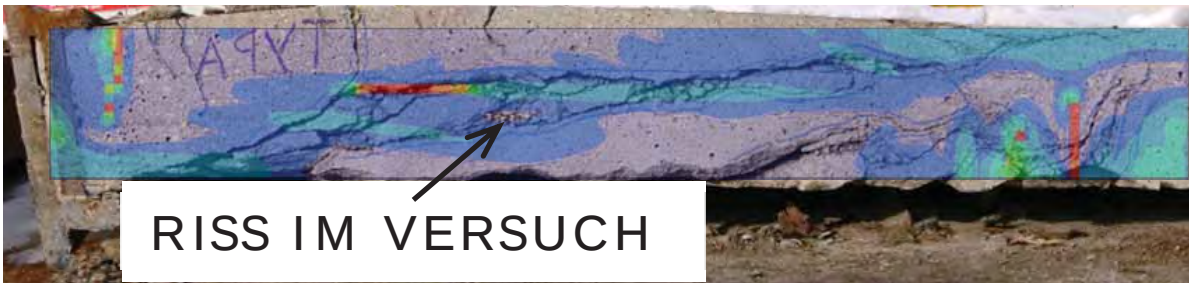


Abbildung 4.62: Betonbruchbild mit Verteilung der Schädigungsparameter nach *CDP* im Längsschnitt

In *Abbildung 4.62* ist der Vergleich am Betonkörperlängsschnitt dargestellt. Die Verteilung des rechnerischen Schädigungparameters ist dabei an jenem Lastniveau ermittelt, das nach *Abschnitt 4.4.2* dem charakteristischen Punkt der Vertikalverschiebung von $50\,mm$ in Feldmitte entspricht. Es handelt sich also in etwa um den Maximallastzustand, der gerade noch in guter Näherung mit der FE- Analyse beschreibbar ist. Wie sich zeigt, werden die Bereiche der tatsächlich aufgetretenen Risse sehr gut durch die FE- Modellrechnung wiedergegeben. Aus der weitestgehend blauen bis grünen Färbung der diagonal durch den Betonkörper verlaufenden Bereiche lässt sich schließen, dass sich die tatsächlich aufgenommenen schrägen Schubrisse voraussichtlich erst bei einem Durchbiegungsniveau voll ausbilden, das oberhalb der gerade noch gesichert numerisch nachvollziehbaren $50\,mm$ liegt. Die grüne bis rote Färbung

nahe der Plattenmitte deutet hingegen darauf hin, dass die Biegezugrisse bereits bei deutlich geringeren Durchbiegungsniveaus als den dieser Abbildung zugrunde liegenden $50\,mm$ entstehen. Dies wird auch anhand der nächsten Abbildung bestätigt.

Abbildung 4.63 zeigt die Verteilung der dehnungsabhängigen Schädigungsparameter an Betonzug- und Druckseite. Um die Rissentstehung nachvollziehen zu können, erfolgt die Auswertung dabei an allen drei charakteristischen Niveaus der Mittendurchbiegung nach *Abschnitt 4.4.2*. Die rechnerisch ermittelten Verteilungen der Steifigkeitsabminderung korreliert auch hier gut mit den tatsächlich beobachteten Rissmustern. An der Betondruckseite treten zunächst lediglich örtlich Risse im Bereich der Dübelleisten auf. Erst mit steigender vertikaler Belastung bilden sich über die gesamte Breite der Betonkammern durchgehende Risse aus, die parallel zur Druckdiagonalenrichtung liegen. An der Zugseite ist von Beginn an eine starke Rissbildung erkennbar. Die Biegezugrisse nahe der Mittelachse entstehen auf Grund der fehlenden Bewehrung bereits bei sehr niedrigen Lastniveaus und breiten sich mit steigender Last zum Auflager hin aus. Zusätzlich dazu entstehen auch an dieser Betonoberfläche Risse, deren Neigung zur x-Achse die Tragwirkung der horizontalen Druckdiagonalen bestätigt.

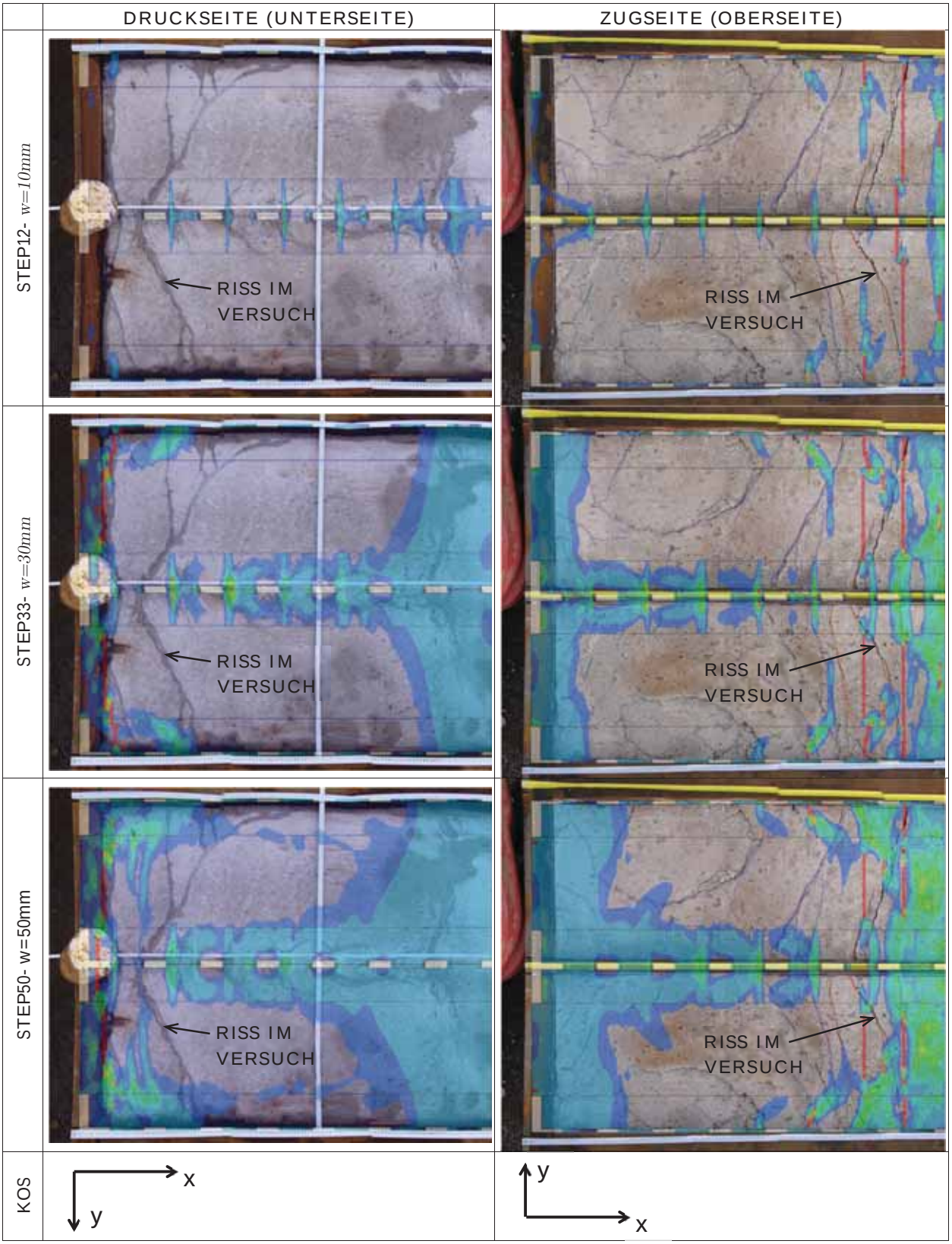


Abbildung 4.63: Betonbruchbild mit Verteilung der Schädigungsparameter nach *CDP*

4.4.3 Conclusio aus der Parameterstudie des Typs A

Es wurde gezeigt, dass das Tragverhalten der Platte in etwa bis zum Erreichen der plastischen Grenzlast ausreichend genau mit numerischen FE- Modellen beschrieben werden kann. Sowohl der Modellierungs- und Rechenaufwand als auch die Anforderungen an die EDV- Anlage sind dabei beträchtlich. Die richtige Wahl der Parameter zur Beschreibung des Materials Beton beeinflusst die Ergebnisse in erheblichem Maße. Dies gilt vor allem für eine treffsichere Beschreibung des Verfestigungsbereichs der Arbeitslinie.

Im Rahmen einer ausgedehnten Parameterstudie wurde, ausgehend von Erfahrungswerten der FE- Untersuchungen zum Kronendübel für [Pet08], der Einfluss diverser Auswahlmöglichkeiten des Betonmodells und der Kontaktformulierungen untersucht. Dabei stellte sich heraus, dass zur Beschreibung der SCSC- Platte des Typs A nicht alle Einstellungen übernommen werden können, die für die Analyse der Kronendübel zielführend waren. Die notwendigerweise abweichenden Einstellungen mit dem größten Einfluss sind dabei zum einen die Wahl des Dilatationswinkels in der Maximalgröße von $\psi = 45°$ und zum anderen die Festlegung des maximalen Druckschädigungsparameters mit $d_{c,max} = 0,2$. Beide Einstellungen sind mit dem durch die allseitige Umschließung des Betonkerns verursachten, günstigeren Nachbruchverhalten des Werkstoffs Beton begründbar. Der Reibungsbeiwert in der Fuge zwischen der Stirnfläche des Betondübels und dem Stahlzahn kann zur Stabilisierung der Berechnung variiert werden, hat aber auf die globale Tragwirkung einen vernachlässigbaren Einfluss.

Nach der Festlegung der günstigsten Parameterkombination zur Beschreibung des Messkurven des Laborexperiments der SCSC- Platte durch die *History- Output* Daten der FE- Analyse wurde das so gefundene Modell durch Vergleiche mit den Verläufen des *Field- Outputs* überprüft. Diese Prüfung fand sowohl hinsichtlich der Übereinstimmung mit der in *Kapitel 2.4.1* angenommenen als auch hinsichtlich der tatsächlich festgestellten Tragfunktion statt. Das reale Tragverhalten konnte im Wesentlichen anhand der nach dem Versuch aufgenommenen Rissbilder abgeschätzt werden.

Zusammenfassend wird festgestellt, dass diese Vergleiche, neben der prinzipiellen Bestätigung des unterstellten Tragmodells der Schubübertragung zwischen den äußeren Blechen durch liegende Druckdiagonalen im Füllbetonquerschnitt, durchwegs gute Übereinstimmungen der beobachteten Rissbilder mit den FE- Ergebnissen ergaben. Somit kann das gefundene FE-Modell **A1msCDP2f70Psi45DP20** im nächsten Kapitel zur qualitativen und quantitativen Ableitung und Überprüfung von ingenieurmäßigen Tragmodellen herangezogen werden.

4.4.4 FE- Modell mit Gleichlast

Die Ingenieurmodelle des nächsten Kapitels werden durchwegs auf Basis der durchgeführten Laborversuche und des dazugehörigen FE- Modells abgeleitet. Im Rahmen einer Bewertung der Treffsicherheit werden im Anschluss daran die Ergebnisse der einzelnen Modelle mit gemessenen Laborergebnissen respektive mit den errechneten FE- Ergebnissen verglichen. Für eine Anwendung von ingenieurmäßigen Modellbildungen zur Durchführung einer statischen Bemessung der SCSC- Platte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken ist die gleichmäßig

verteilte Last ein wichtiges Belastungsszenario. Laborversuche mit gleichmäßig verteilten Belastungen auf Platten sind jedoch aus technischer Sicht schwer realisierbar. Aus diesem Grund wurde dieses Lastbild in den durchgeführten Labortests nicht untersucht und es existieren daher für solche Lasten auch keine Referenzmessungen zur Beurteilung der Rechenmodelle.

Um dennoch über Vergleichswerte zur Beurteilung der Modelltreffsicherheit zu verfügen, wird das als akkuratest identifizierte FE- Modell modifiziert und für die gleichmäßig verteilte Belastung neu berechnet. Die wichtigsten Modifikationen dafür sind:

- Das Lasteinleitungsblech und der zugehörige *Rigid Part* werden entfernt. Somit entfällt auch das Auflager *Load application* inklusive der Aufbringung der Zwangsverschiebung. Alle anderen Lagerungsbedingungen bleiben unverändert.
- Die Belastung wird in Form einer gleichmäßig verteilten Flächenlast des Maximalwerts $1,5\,N/mm^2$ entgegen der z-Richtung aufgebracht. Mit dieser Belastung ergibt sich überschlagsmäßig das gleiche Plattenbiegemoment, das auch bei der Erreichung der plastischen Grenzlast im Laborversuch aufgetreten ist. Der Zeitverlauf zur Aufbringung der Belastung bleibt unverändert *linear ramp* über eine Zeitdauer von $100\,sec.$
- Die Benennung des Modells lautet **A1msCDP2f70Psi45DP20_GL**

Es ist zu beachten, dass im Zuge der Modellmodifikation die Belastung nicht mehr durch eine Zwangsverschiebung der Lasteinleitungsplatte aufgebracht werden kann. Daher wird sie durch eine gleichmäßig verteilte Flächenlast ersetzt. Somit erfolgt die Lastaufbringung jedoch nicht mehr weg- sondern vielmehr kraftgesteuert und es ist im Bereich der Traglast mit Divergenz zu rechnen. Da der Nachbruchbereich aber zur Beurteilung von Ingenieurmodellen kaum von Interesse ist, wird dies hingenommen.

Da sich die Modellbildung des Gleichlastmodells im Programm ABAQUS kaum von der eingehend beschriebenen Modellbildung des mittig belasteten Modells unterscheidet, wird hier auf eine bildhafte Darstellung verzichtet. Die Ergebnisse des gleichmäßig belasteten FE-Modells sind in *Abschnitt 5.5.2* ersichtlich.

4.5 Ergebnisse und Parametereinflüsse- Typ C

Der Plattentyp C der SCSC- Platte wird gleichartig zu der in *Abschnitt 4.3* beschriebenen Vorgehensweise, jedoch mit den gemessenen Materialparametern des entsprechenden Versuchskörpers, modelliert und ebenfalls einer eingehenden FE- Parameterstudie unterzogen. Die untersuchten Parameter sowie deren Variationsbereiche werden dabei äquivalent zu den, in *Abschnitt 4.4* beschriebenen Werten gewählt. Eine genaue Beschreibung aller Modellierungs- und Auswertungsschritte findet sich in [Fra12b].

Die Auswahl jener Parameterkombination, die die beste Übereinstimmung der Ergebnisse der FE- Analyse mit den Messwerten aus dem Laborversuch ergibt, enthält keine abweichenden Erkenntnisse zu den Ausführungen in *Abschnitt 4.4.1.* Auf eine Darstellung der Kraft- Verformungs- und der Kraft- Dehnungslinien, wie sie für Typ A ausführlich in *Abschnitt 4.4.1* erfolgt, wird für den Plattentyp C daher an dieser Stelle verzichtet. In den folgenden Abschnitten werden jedoch die wichtigsten Ergebnisse dieser Arbeit kurz zusammengefasst.

4.5.1 History- Outputs der Verformungen und der Dehnungen

Die Variation der Reibung liefert auch bei Plattentyp C einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Ergebnisse.

Der Dilatationswinkel ist, äquivalent zu den Erkenntnissen anhand des Plattentyps A, möglichst hoch zu wählen, um die Ergebnisse der Labortests so gut wie möglich anzunähern. Eine Wahl von ψ in der Höhe des Maximalwerts von 45° liefert auch bei der Analyse des Plattentyps C die kleinsten Abweichungen zwischen den Ergebnissen der FE- Berechnung und der Labormessungen am Versuchskörper.

Die Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst die Treffsicherheit der Ergebnisse im einstelligen Prozentbereich. An ausgewählten Punkten sind größere Einflüsse bemerkbar. Tendenziell werden die Abweichungen der FE- Berechnung von den tatsächlich im Labor gemessenen Werten bei Halbierung der Belastungsgeschwindigkeit größer. Insgesamt ist die Belastungsgeschwindigkeit jedoch auch bei diesem Plattentyp von vernachlässigbarem Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse.

Der Zugschädigungsparameter d_t liefert keine abweichenden Erkenntnisse zu den in *Abschnitt 4.4.1* beschriebenen Effekten. Die Unterschiede zwischen den zwei Modellen sind von vernachlässigbarer Größenordnung. Tendenziell reagieren die Berechnungsmodelle mit CDP1 etwas steifer. Da jedoch aufgrund der fehlenden Betonstahlbewehrung der *tension stiffenening* Effekt auch bei der Platte des Typs C praktisch ausgeschlossen ist, ist die Wahl des Modells CDP2 für den unbewehrten Beton realistischer.

Der Druckschädigungsparameter d_c hat einen vergleichbar starken Einfluss auf den Nachbruchbereich, wie er auch beim Plattentyp A festgestellt wurde. Die Wahl des maximalen Schädigungsparameters d_c in der Höhe von $0,2$ liefert auch hier die betragsmäßig kleinsten Differenzen zwischen den Labormesswerten und den Ergebnissen der FE-

Analyse. Dies wird im Rahmen von [Fra12b] zwar nicht untersucht, geht jedoch aus der nachfolgenden Arbeit [Fra12a] hervor.

Abbildung 4.64 zeigt eine Darstellung des Kraft- Verformungsverlaufs des Modells **C1msCDP1f50Psi45DP20**. Dieses Modell wurde im Zuge von [Fra12b] und [Fra12a] als jenes identifiziert, das das tatsächliche Tragverhalten der SCSC- Platte des Typs C am besten annähert. Zur Abbildung, die aus [Fra12a] entnommen ist, ist anzumerken, dass es sich bei der Messkurve aus dem Laborversuch um die nicht bauhöhenbereinigte Kurve handelt. Die tatsächlichen Abweichungen der Rechenergebnisse vom realen Bauteilverhalten sind demzufolge etwas geringer als dargestellt.

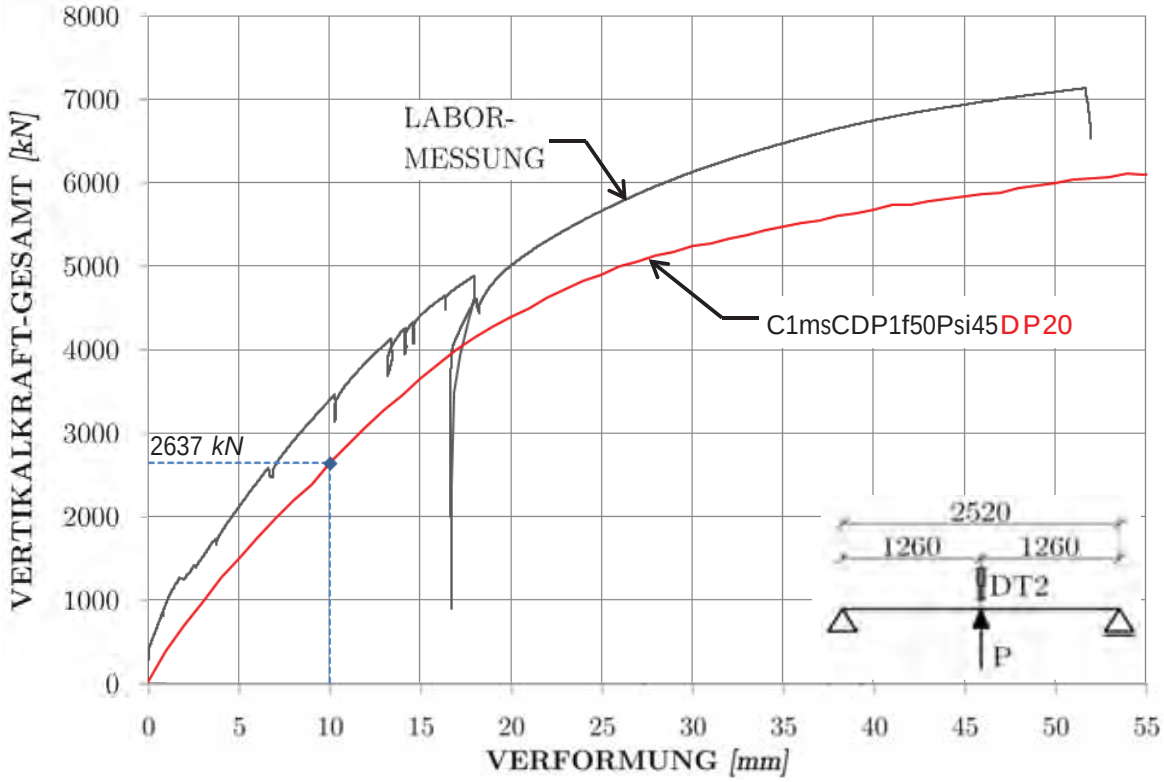


Abbildung 4.64: Kraft- Verformungsverlaufs des Modells C1msCDP1f50Psi45DP20 für Plattentyp C [Fra12a]

Zusätzlich zu den Vergleichen der Durchbiegungen und der Dehnungen wird in [Fra12b] der Endschlupf zweier FE- Modelle mit dem tatsächlich gemessenen Schlupf der Laborversuche gegenübergestellt. Auch dabei zeigen sich eine gute Übereinstimmungen von errechnetem und tatsächlichem Tragverhalten.

4.5.2 Ergebnisvergleich anhand der *Field Outputs*

Die Überprüfung und Bewertung der Ergebnisse des akkuratesten FE- Modells anhand von ausgewählten Ergebnisverläufen, wie sie in *Abschnitt 4.4.2* gezeigt wurde, wird in [Fra12b]

nicht durchgeführt. Es erfolgt jedoch eine Überprüfung der Spannungstrajektorien der Betonmittelebene hinsichtlich ihrer prinzipiellen Übereinstimmung der tatsächlichen Tragfunktion mit der in *Abschnitt 2.4* unterstellten Tragwirkung. Der prinzipielle Tragmechanismus kann damit bestätigt und die Druckstrebenneigung mit rund $35 - 40°$ abgeschätzt werden.

Auf Grund der Gleichartigkeit sämtlicher Parameter und Ergebnisse der Plattentypen A und C liegt es nahe, dass eine Überprüfung der Rissmuster des Typs C vergleichbare Ergebnisse liefert. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle auf weitere Analysen verzichtet.

4.5.3 Conclusio aus der Parameterstudie des Typs C

Im Rahmen von [Fra12b] sowie [Fra12a] werden Modellierung, Parameterwahl und Ergebnisinterpretation für den Plattentyp C in ähnlicher Weise dargelegt, wie es in *Abschnitt 4.4* für den Typ A ausführlich beschrieben wurde. Es ergeben sich für die beiden Plattentypen sowohl die gleichen Anforderungen an die Parameterwahl im FE Modell als auch vergleichbare Effekte der Tragwirkung.

4.6 Anmerkungen zu den Plattentypen B und D

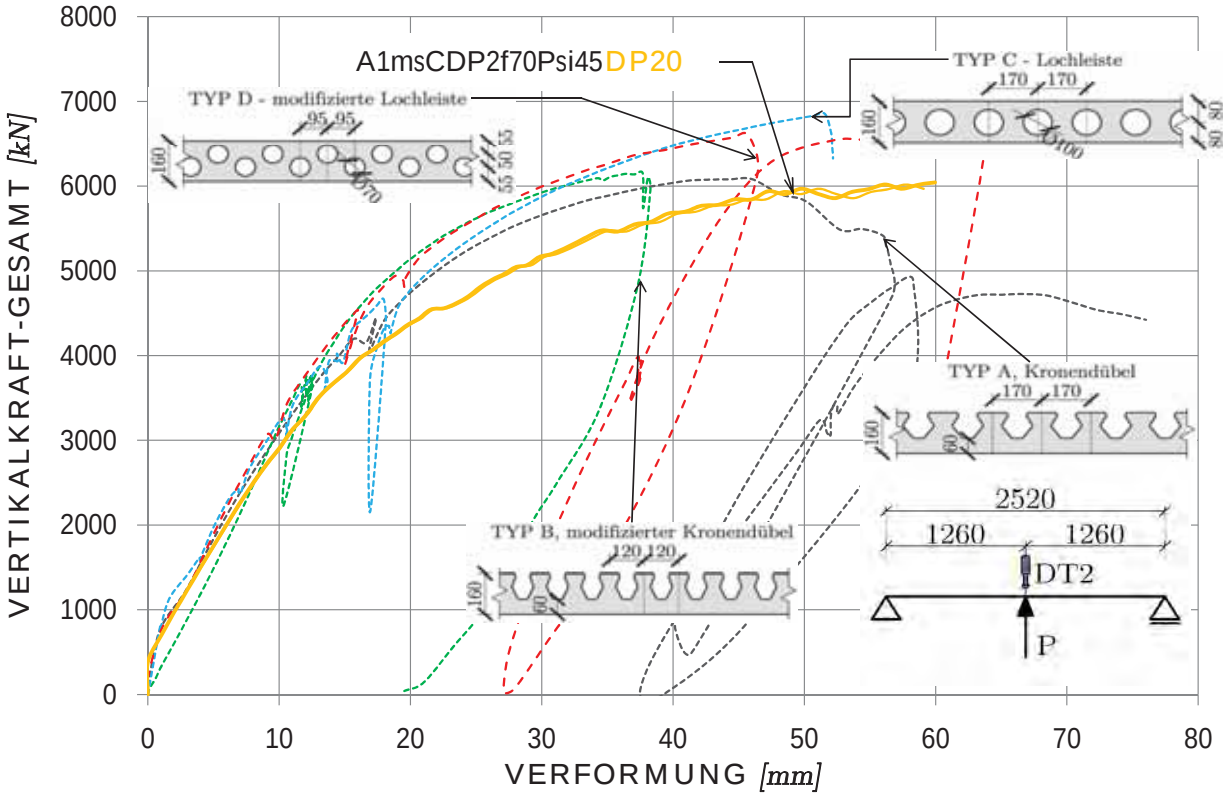


Abbildung 4.65: Vergleich der Kraft- Verformungsverläufe der einzelnen Plattentypen mit dem FE- Modell für Typ C

Der Plattentyp B ist mit schlankeren Stahlzähnen eine Modifikation des Typs A. Typ B stellt mit mehreren kleinen und versetzten Löchern eine Modifikation der Lochleiste des Typs C dar. Auf Grund der Gleichartigkeit der Erkenntnisse bezüglich der FE- Modellierung der Plattentypen A und C wird aus weiteren Parameterstudien für die modifizierten Typen kein wesentlicher Wissenszugewinn erwartet. Aus diesem Grund sowie aus Gründen der Aufwandsbegrenzung wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf FE- Analysen der Plattentypen B und D verzichtet.

Die Arbeitslinien und Tragfähigkeiten aller Plattentypen sind durchwegs von vergleichbarer Größenordnung. *Abbildung 4.65* zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen und bauhöhenbereinigten Kraft- Verformungsverläufe der Typen A bis D sowie zum Vergleich die Ergebniskurve des FE- Modells **A1msCDP2f70Psi45DP20** für den Plattentyp C. Für die Hintergründe und die Vorgehensweise zur Ergebniskorrektur für die Bauhöhenbereinigung wird auf *Abschnitt 3* verwiesen.

Bei Betrachtung dieser Abbildung fällt auf, dass es zwischen den einzelnen Plattentypen bis zu einer vertikalen Gesamtlast von rund $6000\,kN$ lediglich zu moderaten Abweichungen im Bereich von bis zu zehn Prozent kommt. Die Abweichung des FE- Modells von der gemessenen Arbeitslinie der Platte des Typs C liegen dabei in einem vergleichbaren Rahmen. Somit ist davon auszugehen, dass die Ergebnisse, die aus den Analysen der Typen A und C gewonnen wurden, direkt auf die Typen B und D übertragbar sind.

Nach Überschreitung des Lastniveaus von rund $6000\,kN$ weicht die gemessene Arbeitslinie des Plattentyps A deutlich von jenen der anderen Typen ab. Offensichtlich handelt es sich bei der Platte mit Kronendübeln um den Versuchskörper mit der geringsten Duktilität. Da der abfallende Ast der Kraft- Verformungslinie jedoch mit keinem der untersuchten FE-Modelle beschrieben werden konnte, besteht alleine auf Grund des differierenden Nachbruchverhaltens der einzelnen Plattentypen keine Notwendigkeit einer neuerlichen finite Elemente-Simulation.

Kapitel 5

Ingenieurmäßige Modellbildung zur Beschreibung der Tragfunktion

5.1 Zusammenfassung

Eine finite- Elemente Analyse, wie sie im vorigen Kapitel beschrieben wurde, ist im Rahmen einer wissenschaftlichen Untersuchung der Tragfunktion eines Bauteils ein wertvolles und notwendiges Werkzeug, jedoch in der Regel für die praktische Anwendung nicht geeignet. Daher werden im vorliegenden Kapitel drei Berechnungsmodelle zur Beschreibung des Tragverhaltens der SCSC- Platte vorgestellt, die es mit verhältnismäßig überschaubarem Aufwand ermöglichen, eine zufriedenstellende Abschätzung der Spannungen und Verformungen der Konstruktion zu erreichen. Alle drei Modelle basieren auf dem in *Abschnitt 2.4.1* vorgestellten, prinzipiellen Tragmechanismus der Platte. Konkret sind die vorgestellten Modelle:

- das Stabwerksmodell für die Plattentypen Typ A und C
- das Modell des elastischen Verbunds
- das Zweistabmodell mit diskreten Koppelstäben

Nach einer eingehenden Beschreibung der jeweiligen Berechnungsverfahren wird jedes der vorgestellten Modelle hinsichtlich seiner Tragwirkung untersucht und abschließend sowohl mit den Ergebnissen der Labortests als auch jenen der FE- Untersuchung verglichen.

5.2 Stabwerksmodelle

In diesem Abschnitt wird als erster Schritt der ingenieurmäßigen Modellbildung die Vorgehensweise zur Erstellung eines Stabwerksmodells aus den im vorigen Kapitel gewonnenen FE- Ergebnissen für die Plattentypen A und C beschrieben. Dabei werden Lage und Winkel der Betondruckstreben aus den Verläufen der Hauptspannungstrajektorien des Betonkerns ermittelt. Alle Geometriedaten werden gemäß den Laborprüfkörpern festgelegt und alle Belastungsgrößen aus den vorhandenen Mess- und FE- Ergebnissen gewonnen. Als einziges Belastungsszenario wird die mittige, linienförmige Belastung der Platte untersucht.

Primäres Ziel des vorliegenden Abschnitts ist nicht eine Zusammenstellung von Empfehlungen zur Erstellung von Stabwerksmodellen für SCSC- Platten, sondern vielmehr der Beweis, dass für gegebene Geometrien und Belastungsbilder geeignete Stabwerksmodelle gefunden werden können, die den Tragmechanismus der SCSC- Platte ausreichend genau beschreiben.

5.2.1 Allgemeines zu Stabwerksmodellen

Fachwerksmodelle sind ein im Betonbau übliches Werkzeug zur Beschreibung des Kräfteflusses in Stahlbetonbauteilen. Dabei werden Druckkräfte im Beton mittels diskreter Druckdiagonalen und für das Gleichgewicht erforderliche Zugkräfte über die Betonstahlbewehrung, die als Zugdiagonalen modelliert wird, abgetragen. Offenkundig beeinflusst hierbei die Modellwahl Lage und Durchmesser der erforderlichen Bewehrungsstäbe. Somit kann das Modell fast willkürlich festgelegt werden, sofern die aus der Modellbetrachtung resultierende, erforderliche Bewehrung unter Berücksichtigung der geometrischen und technologischen Randbedingungen eingebaut werden kann.

Im vorliegenden Fall bleibt der Grundgedanke der Modellbildung gleich, die Anforderungen sind jedoch andere. Es sollen sowohl die globale Tragwirkung als auch die lokalen Effekte in den Störzonen der Platte in den Bereichen der Lasteinleitung und der Auflager durch Auffinden eines möglichst wirklichkeitsnahen Modells bestmöglich beschrieben werden. Da in der SCSC- Platte in der hier beschriebenen Ausführung keine Bewehrung eingebaut wird, stehen zum Abtrag der Zugkräfte keine Bewehrungsstäbe zur Verfügung. Ersatzweise ist es notwendig, den Stahlquerschnitten der Platte nicht nur eine Querschnittsfläche sondern auch eine Biegesteifigkeit zuzuordnen. Somit handelt es sich begrifflich nicht mehr um ein Fachwerks-, sondern vielmehr um ein Stabwerksmodell.

5.2.2 Stabwerksmodell für Plattentyp A unter zentrischer, linienförmiger Belastung

Lit.: [HJF11]

5.2.2.1 Finite Elemente Ergebnisse zur Ableitung des Stabwerksmodells

Auf Grund der in *Abschnitt 4.4* ausführlich dargelegten FE- Parameterstudien werden zur Ableitung des Stabwerksmodells für den Plattentyp A der SCSC- Platte die Ergebnisse des

FE- Modells **A1msCDP2f70Psi45DP20** nach *Abschnitt 4.4.2* herangezogen. Die Kraft-Durchbiegungslinie dieses Modells an der Stelle des Wegaufnehmers DT2 in Feldmitte ist zum Beispiel in *Abbildung 4.58* dargestellt.

Die Ergebnisse dieses Modells geben, wie gezeigt wurde, den linear elastischen Bereich der Tragwerksantwort, der in etwa bis zu einer Biegeordinate von rund $15 - 20\,mm$ in Feldmitte angenommen werden kann, sowohl hinsichtlich der Durchbiegungen als auch der Dehnungen und Spannungen sehr gut wieder. Für Durchbiegungen in Feldmitte, die $15 - 20\,mm$ überschreiten, ist sowohl an der Last- Verschiebungskurve der Labormesskurve, als auch an jener der FE- Simulation ein deutliches Abflachen erkennbar. Dies deutet auf den Beginn von Querschnittsplastizierungen hin. In etwa ab diesem Lastniveau wird die Systemsteifigkeit mit dem betrachteten FE- Modell um rund $10 - 15\%$ unterschätzt. Der tatsächlich auftretende abfallende Ast der Last- Verschiebungskurve im Nachbruchbereich kann mit dem FE-Modell nicht abgebildet werden. Die Lastpfade des Versuchs und der FE- Simulation schneiden sich bei einer Durchbiegung von rund $50\,mm$. Zur Beschreibung von Zuständen größerer Verformungen sollten die FE- Ergebnisse nicht herangezogen werden.

Das Stabwerk wird im Programm RStab [Dlu09b] linear elastisch nach Theorie erster Ordnung berechnet. Es weist zwar, wie weiter unten angesprochen wird, bedingt durch die Verwendung von reinen Druckstäben und Drucklagern, Nichtlinearitäten auf, die jedoch nur von der Art und nicht von der Höhe der Belastung abhängen. Das Last- Verschiebungsdiagramm des Modells für die im Laborversuch aufgebrachte, linienförmige Belastung in der Plattenmittelachse zeichnet sich daher durch einen linearen Verlauf aus. Aus diesem Grund und da für das gedachte Hauptanwendungsgebiet der Platte, den Brückenbau, vor allem für Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung elastische Berechnungsmodelle von Interesse sind, wird zur Ableitung des Stabwerksmodells der charakteristische Punkt im linear elastischen Bereich gewählt. Dieser Punkt wird in *Abschnitt 4.4.2* bei einer Mittendurchbiegung von $w_m = 10\,mm \approx l/250$ und einer gesamten Vertikallast von rund $3000\,kN$ festgelegt. Ein Stabwerksmodell könnte jedoch prinzipiell gemeinsam mit einem zweiten Modell zur Ermittlung der plastischen Tragfähigkeit des Gesamtbauteils, wie es beispielsweise später in *Abschnitt 5.3.3.4* vorgestellt wird, auch für Tragfähigkeitsuntersuchungen verwendet werden.

Die zur Verfügung stehenden FE- Ergebnisse zur Ableitung des Stabwerksmodells sind im Wesentlichen die Trajektorienverläufe der Hauptspannungen, die Größe und Richtung von resultierenden Reaktionskräften interessanter Teilbereiche und die Schnittgrößen von Teilquerschnitten, die in ABAQUS durch Integration der Spannungen über eine definierte Schnittfläche ermittelt werden können.

Abbildung 5.1 und *Abbildung 5.2* zeigen die Trajektorienverläufe der Hauptspannungen in zwei Schnitten der Platte. Die Hauptdruckspannungen sind in diesen Bildern rot, die Hauptzugspannungen blau und die dritte Hauptspannungsrichtung schwarz dargestellt. Da die Zugfestigkeit von Beton im Vergleich zur seiner Druckfestigkeit sehr klein ist, sind die Hauptzugspannungen in *Abbildung 5.1* und *Abbildung 5.2* nicht sichtbar. Im Betonkernquerschnitt der Platte parallel zur $x - z$- Ebene in *Abbildung 5.1* ist deutlich zu erkennen, dass sich die rot dargestellten Hauptdruckspannungen links in der „Störzone Auflager“ am oberen und rechts bei der „Störzone Lasteinleitung“ am unteren Plattenrand konzentrieren. Somit ist davon auszugehen, dass die Druckdiagonalen in diesen Störzonen nicht, wie in *Abbildung 2.14*

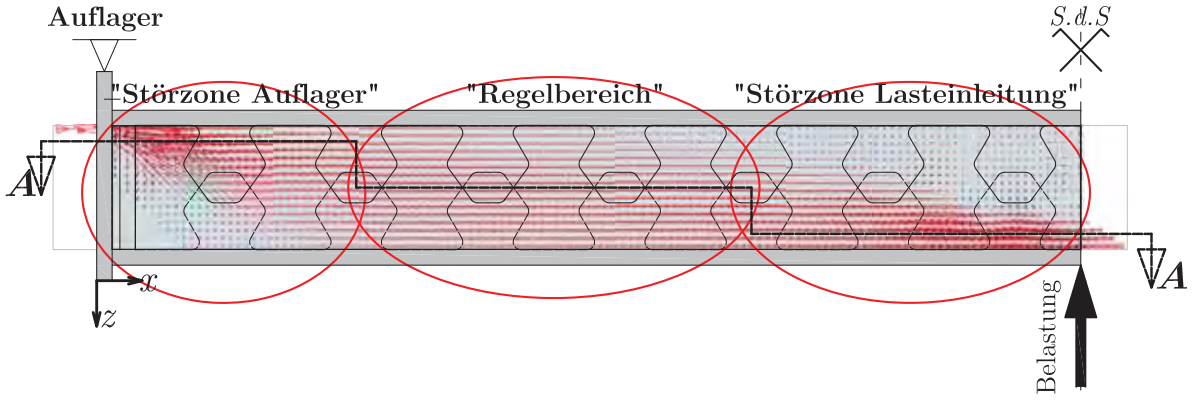


Abbildung 5.1: Hauptspannungstrajektorien im vertikalen Betonkernquerschnitt (Typ A)

zunächst vereinfachend angenommen, horizontal parallel zu oberen und unteren Stahlblech verlaufen, sondern zusätzlich eine vertikale Neigung in der $x-z$- Ebene aufweisen.

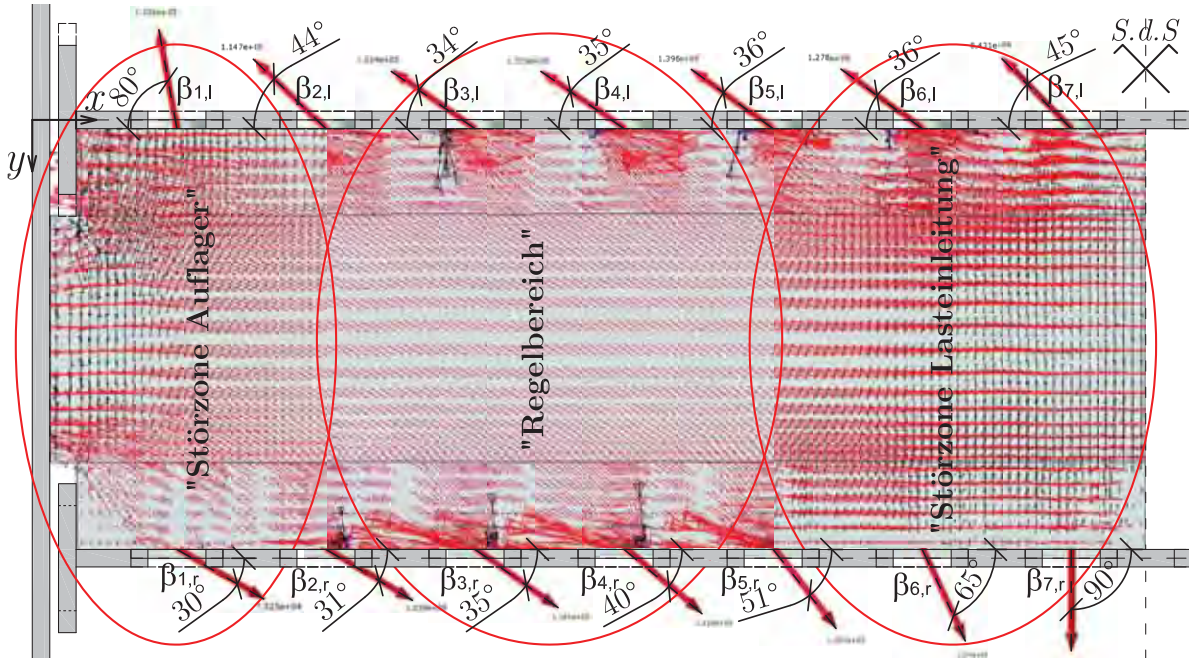


Abbildung 5.2: Hauptspannungstrajektorien und resultierende Dübelkräfte im horizontalen Betonkernquerschnitt A-A (Typ A)

Abbildung 5.2 zeigt den Betonquerschnitt der Platte parallel zur $x-y$- Ebene. Dieser Schnitt ist dabei entsprechend Schnitt A-A aus *Abbildung 5.1* geführt, um die tatsächliche Lage der Druckdiagonalen sichtbar zu machen. Zusätzlich dazu sind die resultierenden Kräfte auf die einzelnen Betondübel inklusive deren Neigung $\beta_{1,l}$ bis $\beta_{7,l}$ beziehungsweise $\beta_{1,r}$ bis $\beta_{7,r}$ dargestellt. Im Regelbereich der Platte sind sowohl die Hauptspannungstrajektorien als auch die resultierenden Dübelkräfte weitgehend parallel und in einem Winkel von rund 35° gegen die x- Achse geneigt. In den Störzonen im Auflagerbereich und im Lasteinleitungsbereich werden die Diagonalenkräfte durch die schwarz dargestellten Hauptspannungen in die Richtung der y- Achse umgelenkt und stehen mit den symmetrischen Kräften der jeweils angrenzenden

Betonkammer im Gleichgewicht. Ein weiteres Indiz zur Erkennung dieser Umlenkung der Diagonalenkräfte in die y- Richtung ist die deutliche Vergrößerung der Winkel der Resultierenden $\beta_{1,l}$ und $\beta_{7,r}$ bis auf rund 90°.

5.2.2.2 Festlegung der Stabquerschnitte

Das Stabwerk wird über einen vollen Dübelleistenabstand von 1000 mm und die gesamte Stützweite des Laborprüfkörpers von 2520 mm modelliert. *Abbildung 5.3* zeigt eine Zusammenstellung aller verwendeten Querschnitte zur Modellbildung des Plattentyps A für die gegebene Belastung. Die hier definierten Querschnittsbezeichnungen werden später in den Abbildungen der statischen Systeme übernommen.

	Bezeichnung	Skizze	A [cm²]	A_{zz} [cm⁴]	A_{yy} [cm⁴]
STAHL (f_y=393 N/mm²)	TOP	Bl.20.1000, 67,7, Bl.20.60, 12,3	212	283,80	-
	BOT	Bl.10.60, 12,3, 67,7, Bl.20.500	106	141,90	-
	RB1	Bl.20.500, 83,1, Bl.20.100, 16,9	116	-	28784
	RB2	Bl.20.100, 83,1, 16,9, Bl.20.500	116	-	28784
	MB1, MB2	Bl.20.250	-	16,67	-
	Dübelzahn Ersatz	Bl.20(10).65	13,00	45,77	-

	Bezeichnung	Skizze	A [cm²]
Beton (f_{cm}=55 N/mm²)	S1	120, 100	120
	S2- S10 VS	120, 160	192
	B1- B3	30, 160	48
	VB1- VB3	160, 160	256
	VB4- VB6 VC4- VC6	100, 100	100
	C1- C4 VC1- VC3	200, 40	80

Abbildung 5.3: verwendete Querschnitte im Stabwerksmodell für Typ A

Stahl- Grundquerschnitte

Die Grundquerschnitte TOP und BOT bestehen aus den außen liegenden Stahlblechen und den durchgehenden Teilen der aufgeschweißten Dübelleisten. Um den Modellierungsaufwand zu begrenzen, werden diese Stäbe über die gesamte Stützweite mit konstantem Querschnitt, also ohne Berücksichtigung von mittragenden Breiten, angenommen. Diesen Querschnitten wird sowohl die Eigenschaft einer Fläche als auch jene einer Biegesteifigkeit zugewiesen.

Die Randprofile RB1 und RB2 verbinden die Stahl- Grundquerschnitte an den Auflagern und bestehen aus den mittragenden Teilen der außen liegenden Stahlbleche und je der halben Höhe der Endplatte.

Die Biegebalken MB1 und MB2 verlaufen in y- Richtung und stellen Streifen der außen liegenden Bleche dar. Diese Stäbe dienen der Aufnahme von kleinen Umlenkkräften, die an den Knickwinkeln der Druckstreben entstehen. Sie werden im Rahmen des Stabwerks zur Vermeidung eines kinematischen Systems benötigt, sind jedoch konstruktiv von untergeordneter Bedeutung.

Die Stahlzähne selbst sind auf Grund ihrer Geometrie nicht durch die technische Biegelehre beschreibbar. Sie werden daher über dehnstarre Gelenkstäbe an der inneren Randfaser der Grundquerschnitte angeschlossen und ihrerseits durch Dübelzahn- Ersatzbleche abgebildet. Der Querschnitt der Dübelzahn- Ersatzbleche wird über einen Verschiebungsvergleich gefunden. Im Folgenden ist die Vorgehensweise zur Ermittlung der Federsteifigkeit und des sich daraus ergebenden Ersatzquerschnitts für die Dübelgeometrien mit Kronendübel vorgestellt.

Ersatzquerschnitt für den Dübelzahn des Plattentyps A

Um die Federsteifigkeit der Stahlzähne im Stabwerksmodell näherungsweise zu erfassen, wird ein einzelner, unten eingespannter Dübel im Programm RFEM [Dlu09a] mit linearen finiten Schalenelementen modelliert und in einem Abstand von 50 mm zur Einspannung mit einer Einheits- Horizontalkraft belastet. Aus der sich ergebenden Durchbiegung kann über einen Verschiebungsvergleich ein fiktiver Querschnitt eines Ersatz- Kragbalkens mit 50 mm Auskragung rückgerechnet werden. *Abbildung 5.4* zeigt die Systematik zur Ermittlung des Ersatzquerschnitts.

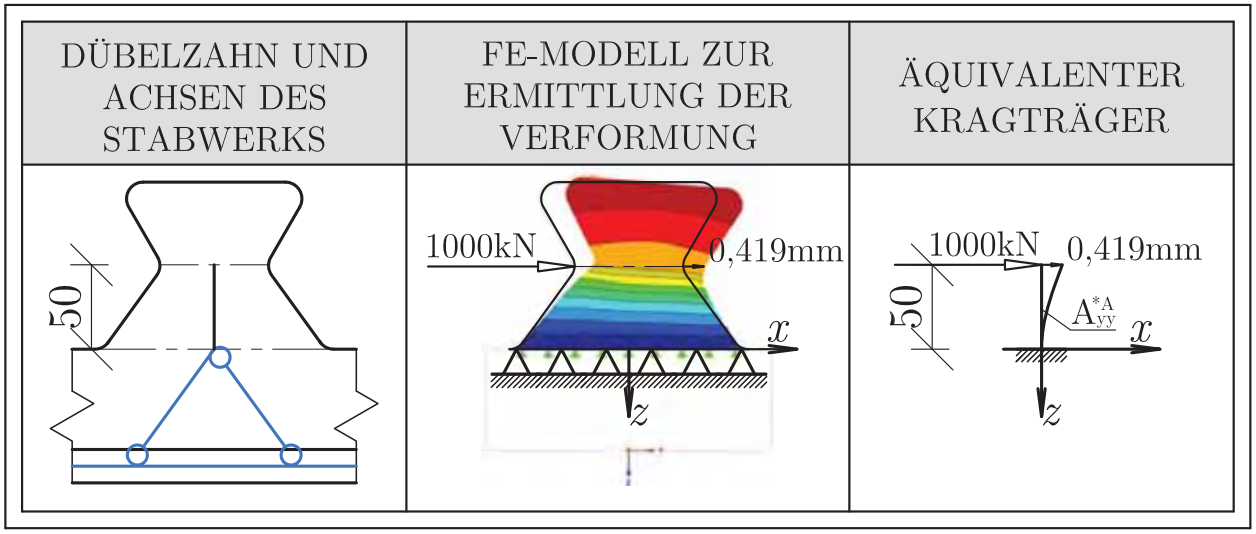


Abbildung 5.4: Ermittlung des Ersatz- Querschnitts für den Dübelzahn, Typ A

Die Ersatzfedersteifigkeit des einzelnen Dübelzahns wird nach (5.1) ermittelt.

$$k^{A}_{x,Zahn} = \frac{1000000}{0,419} = 2,39E6N/mm \tag{5.1}$$

Mit Formel (5.2) wird die horizontale Durchbiegung u des Ersatzkragbalkens unter Vernachlässigung der Schubverformungen errechnet. In der Biegesteifigkeit A_{yy}^{*A} des Ersatzquerschnitts nach (5.3) ist h^{*A} die Querschnittshöhe und t die Dicke des Stahldübels.

$$u = \frac{Pl^3}{3EA_{yy}^{*A}} \tag{5.2}$$

$$A_{yy}^{*A} = \frac{t\left(h^{*A}\right)^3}{12} \tag{5.3}$$

Durch Einsetzen von (5.3) in (5.2) und anschließende Umformung kann die Höhe des Querschnitts des durchbiegungsäquivalenten Kragbalkens durch (5.4) ausgedrückt werden.

$$h^{*A} = \sqrt[3]{\frac{4Pl^3}{uEt}} \tag{5.4}$$

Nach Einsetzen der Variablenwerte für die Platte des Typs A in (5.4) ergibt sich die Höhe des Ersatzquerschnitts h^{*A} zu 65 mm und ist somit kleiner als die Höhe des tatsächlichen Querschnitts am Dübelfuß. Der Querschnitt dient daher lediglich der Modellierung der Steifigkeit des Gesamtsystems und kann nicht zur Spannungsberechnung des Dübels selbst herangezogen werden. Zu beachten ist, wie bereits erwähnt, dass diese Näherung nur gilt, wenn die Schubverformungen vernachlässigt werden. Werden vom Berechnungsprogramm Schubverformungen berücksichtigt, ergibt sich die Querschnittshöhe zu rund 105 mm.

Ersatzquerschnitt für den Dübelzahn des Plattentyps B

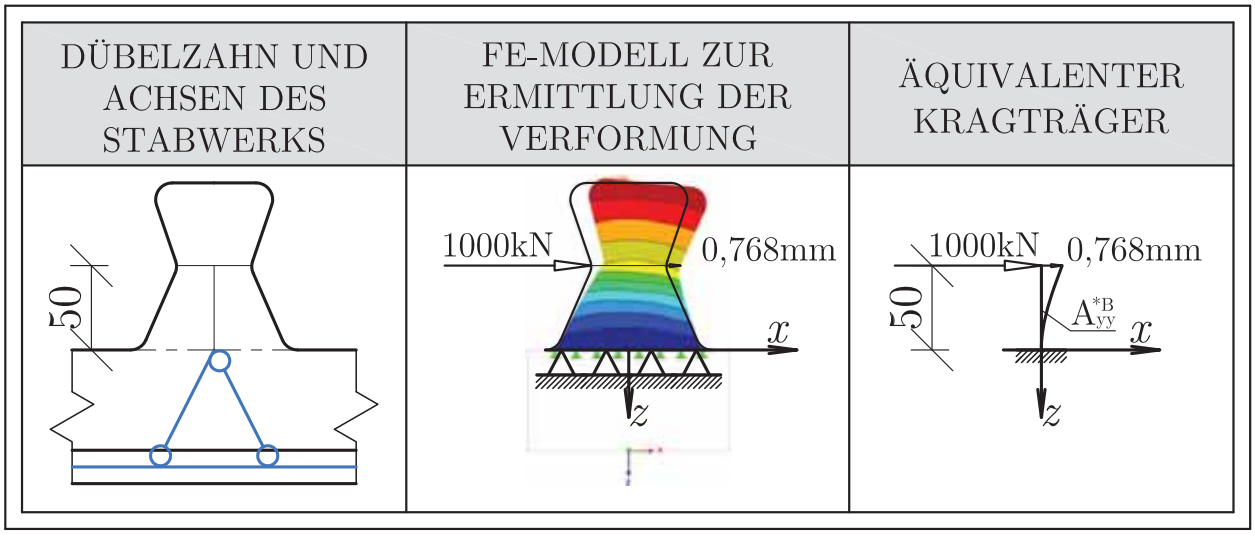


Abbildung 5.5: Ermittlung des Ersatz- Querschnitts für den Dübelzahn, Typ B

Eine Modellierung der Platte des Typs B wird im Rahmen dieser Arbeit nicht gezeigt. Dennoch wird an dieser Stelle die Ersatzfedersteifigkeit des Dübelzahns dieses Plattentyps

ermittelt, da sie zu einem späteren Zeitpunkt benötigt wird. Die Vorgehensweise zur Ermittlung des Querschnitts des Ersatz- Kragbalkens ist die gleiche wie für Typ A. *Abbildung 5.4* zeigt nochmals den Berechnungsweg mit der Geometrie und den Ergebnissen des Dübelzahns von Plattentyp B.

Die Ersatzfedersteifigkeit des einzelnen Dübelzahns ergibt sich nach (5.5) zu:

$$k^{B}_{x,Zahn} = \frac{1000000}{0,768} = 1,30E6N/mm \tag{5.5}$$

Die Querschnittshöhe des Ersatzkragbalkens h^{*B} wird nach (5.4) ermittelt und ergibt sich zu rund $54\,mm$.

Betonstäbe

Sämtliche Betonstäbe sind im Modell als reine Druckstäbe definiert. Das heißt, dass diese Elemente nur negative Normalkräfte aufnehmen können, während weder Biegemomente noch Zugkräfte übertragen werden können. Die Streben sind durchwegs mit konstantem Rechtecksquerschnitt modelliert. Die Querschnittsabmessungen wurden iterativ ermittelt und sind in *Abbildung 5.3* zusammengefasst. Ziel der Iteration der Querschnittsabmessungen war eine möglichst gute Übereinstimmung der Ergebnisse zwischen Stabwerks- und FE- Modell.

5.2.2.3 Festlegung der Stabwerksgeometrie

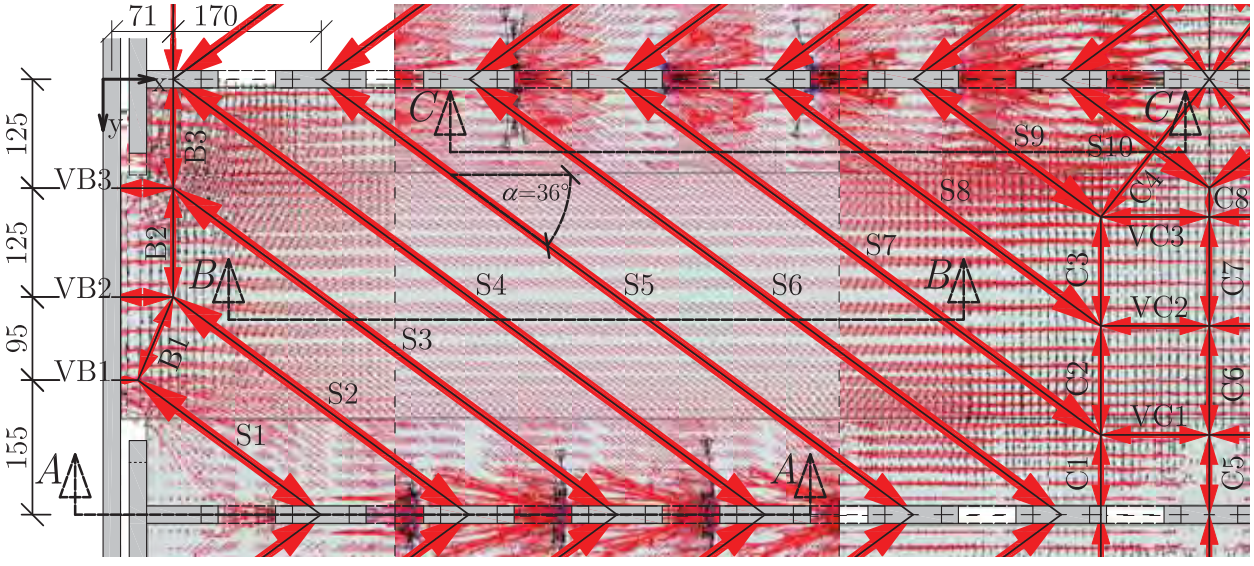


Abbildung 5.6: Stabwerksmodell und Hauptspannungstrajektorien des Typs A im Grundriss

Abbildung 5.6 und *Abbildung 5.7* zeigen je eine Symmetriehälfte des aus den Hauptspannungstrajektorien und den Winkeln der Resultierenden $\beta_{i,l}$ beziehungsweise $\beta_{i,r}$ abgeleiteten Stabwerksmodells für die mittige linienförmige Belastung des Plattenstreifens. Dieses Modell

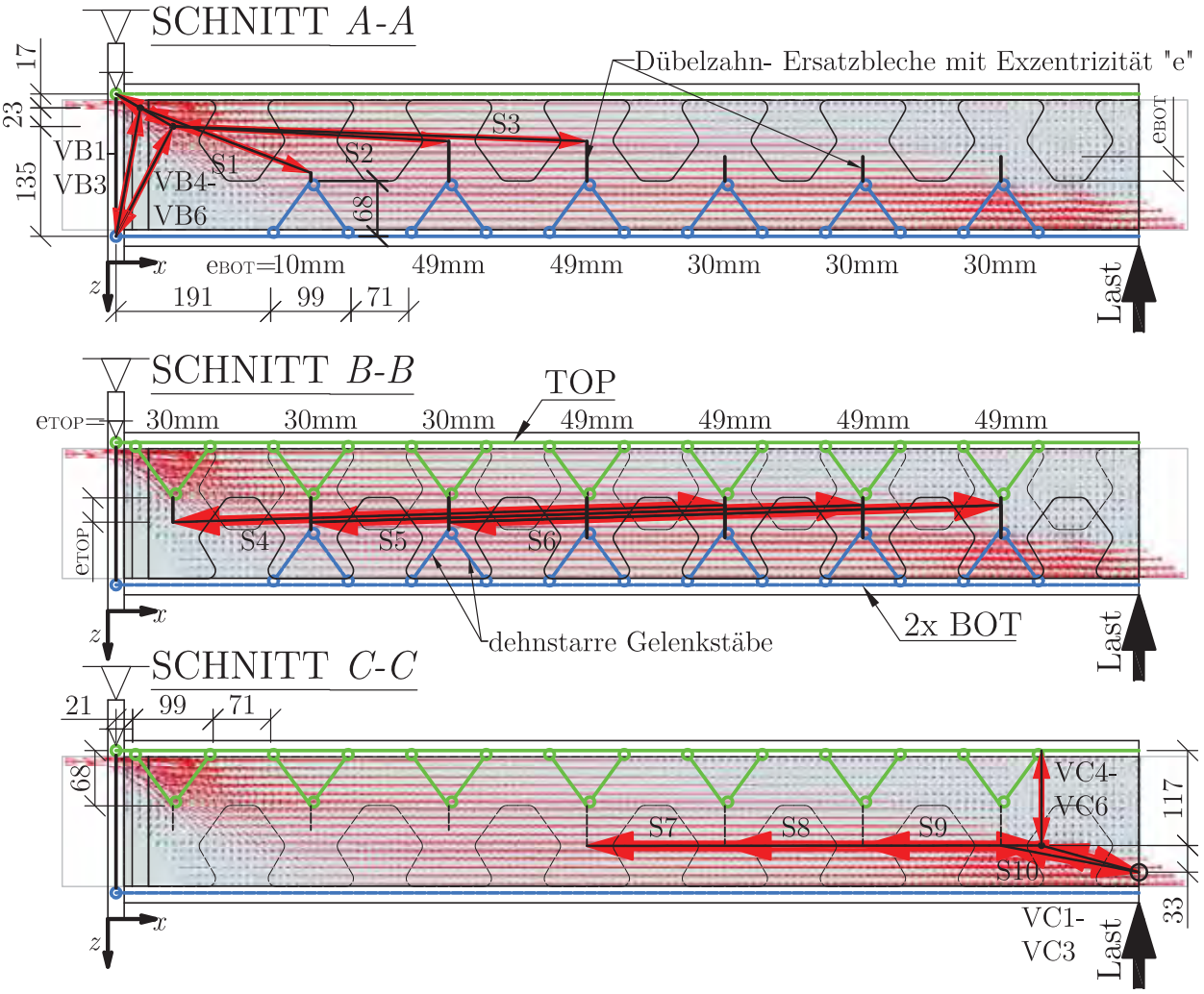


Abbildung 5.7: Stabwerksmodell und Hauptspannungstrajektorien des Typs A in Schnitten A-A, B-B und C-C

liefert, wie später anhand der Ergebnisvergleiche gezeigt wird, eine im Vergleich zu den FE-Ergebnissen gute Approximation des Tragverhaltens.

Die Stahlstäbe TOP und BOT werden durchlaufend parallel zur Spannrichtung x angeordnet und an den Plattenauflagern in die Endprofile RB1 und RB2 eingeleitet. Die Querschnitts-Außenkanten der Stäbe TOP und BOT sind im Abstand der Bauhöhe der Platte angeordnet. Die Stabachsen liegen jeweils im Schwerpunkt der Einzelquerschnitte. Somit ergibt sich ein konstanter, vertikaler Stababstand von 175 mm in Richtung der z- Achse. Als Ersatz für die steife Endplatte werden diese Endprofile durch dehnstarre Stäbe gelenkig aneinander gekoppelt. Die über die Grundquerschnitte TOP und BOT hinausragenden Stahlzähne werden durch die beschriebenen Kragstäbe mit Ersatzquerschnitt modelliert. Der Abstand zwischen der Schwerachse und der Randfaser des jeweiligen Grundquerschnitts wird über dehnstarre Gelenkstäbe überbrückt. Diese Gelenksstäbe sind in *Abbildung 5.7* gekennzeichnet und auch in *Abbildung 5.4* dargestellt. Die Regel- Betonstreben zur Schubübertragung greifen an den Stahlzahn- Ersatzstäben an und werden mit S_i bezeichnet.

Die oben angesprochen Kraftumlenkung in den Störzonen wird durch in der $x-z$- Ebene liegende Sprengwerke abgebildet. Die Streben S1 bis S3 werden dabei in Auflagernähe in das Sprengwerk B1 bis B3, die Streben S7 bis S9 im Lasteinleitungsbereich in das Sprengwerk C1 bis C4 eingeleitet. Diese beiden Sprengwerke übernehmen die horizontalen Anteile der Strebenkräfte in y- Richtung und stehen mit den symmetrischen Sprengwerken der angrenzenden Betonkammern im Gleichgewicht. Die Druckstreben S10 müssen aus geometrischen Gründen aus dem Sprengwerk C1- C4 ausgenommen werden.

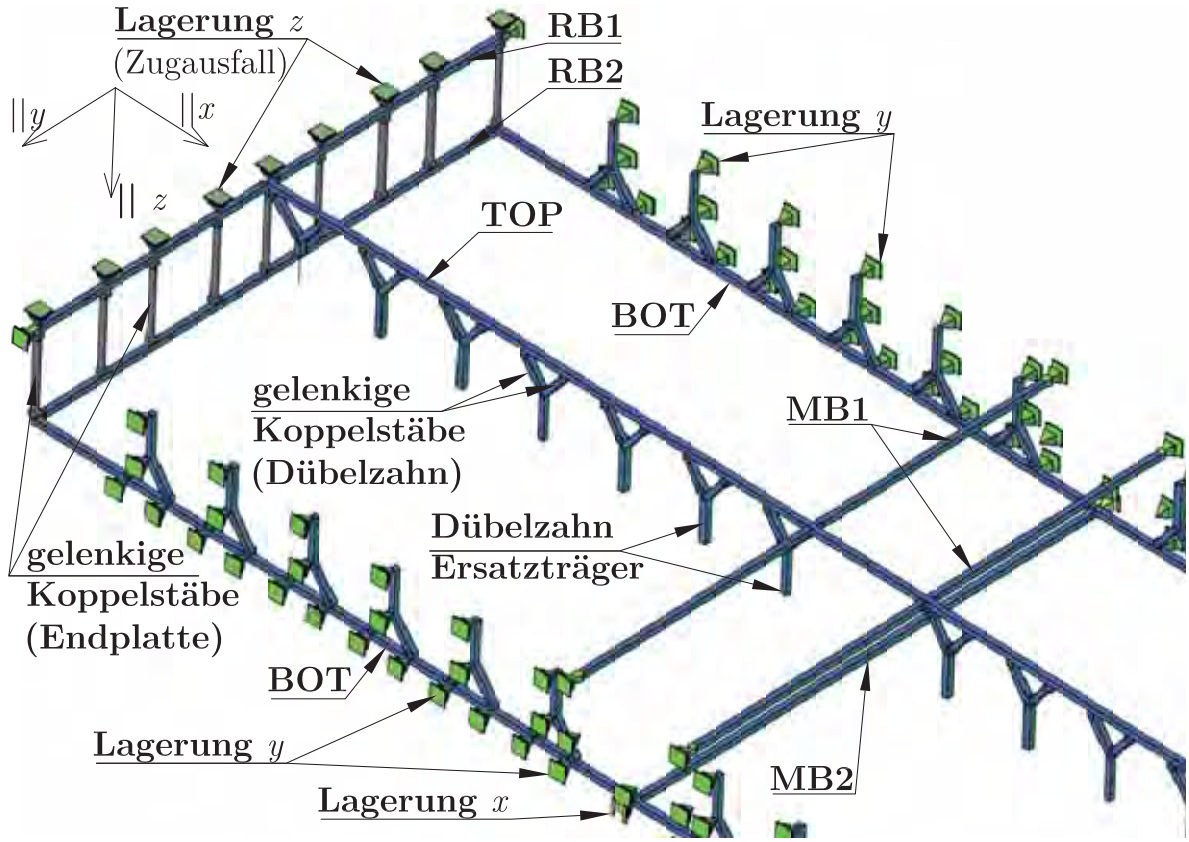


Abbildung 5.8: Dreidimensionale Ansicht der Stahlstäbe für Plattentyp A

Die horizontalen Anteile in x- Richtung sowie die vertikalen Anteile in z- Richtung werden im Auflagerbereich über die Streben VB1 bis VB6 zur Endplatte hin abgeleitet. In Feldmitte stehen die Anteile in x- Richtung über die Streben VC1 bis VC3 mit der zweiten Symmetriehälfte des Plattenstreifens im Gleichgewicht. Die vertikalen Anteile der Streben VC1 bis VC3 in z- Richtung resultieren aus der angreifenden äußeren Last. Die z- parallelen Streben VC4 bis VC6 sind aus Gleichgewichtsgründen notwendig und werden im Modell über die Biegestäbe MB2 abgefangen und wieder in die Profile TOP und BOT umgeleitet. Die Stäbe MB2 weisen dabei mit den zugrunde gelegten Querschnitten Spannungen im Bereich von $100\,N/mm^2$ auf. Die Stäbe VC4' sind im Modell notwendig, um ein kinematisches System zu vermeiden, sind aber immer kraftlos. Die Anteile der Streben S10 in x- Richtung stehen direkt mit jenen der zweiten Symmetriehälfte der Platte im Gleichgewicht, während die Anteile in y- Richtung über die y- parallelen Streben C5 bis C8 zum Rand der Betonkammer geleitet werden, wo sie wiederum eine Gleichgewichtsgruppe mit den entsprechenden Streben

der angrenzenden Kammer bilden.

Zusätzlich enthält das Modell die Betonstreben VS, welche parallel zur $y-z$- Ebene die Dübelkronen miteinander verbinden. Diese Stäbe greifen in der Modellvorstellung an den schrägen Flächen der oberen Stahlkronenteile an und koppeln die vertikalen Durchbiegungen w_{TOP} und w_{BOT}. Die Berechnung ergibt für diese Stäbe sehr geringe Kräfte. Die Betonspannungen der Stäbe VS liegen in der Größenordnung von $2-3\,N/mm^2$. Der Effekt dieser Stäbe macht sich jedoch sehr wohl in der behinderten Differenzverformung zwischen TOP und BOT bemerkbar. Die Stäbe VS sind in *Abbildung 5.6* und *Abbildung 5.7* aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt, jedoch in der *Abbildung 5.9* ersichtlich.

Abbildung 5.8 zeigt eine dreidimensionale Darstellung der Stahlstäbe des Berechnungsmodells, das im Programm RStab [Dlu09b] erstellt wurde. Es sind sämtliche Stahlquerschnitte sowie starre Koppelstäbe inklusive der Lagerung des Gesamtmodells dargestellt. *Abbildung 5.9* zeigt die gleiche Darstellung des Berechnungsmodells, jedoch sind zusätzlich auch die Betonstäbe sowie die Koppelstäbe VS zwischen den Dübelkronen eingetragen. Die Stäbe der Störbereiche sind in dieser Abbildung aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht beschriftet. *Abbildung 5.10* zeigt dreidimensional links den Störbereich beim Auflager und rechts den

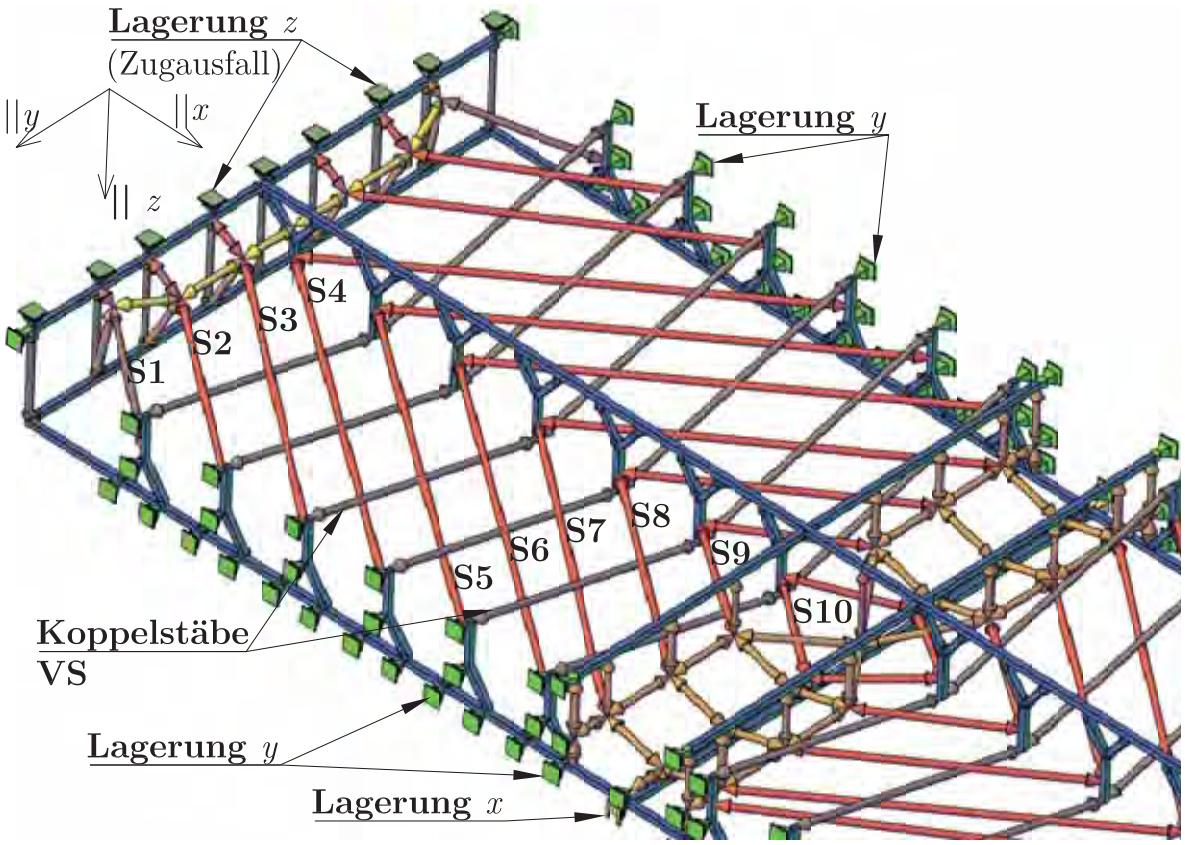
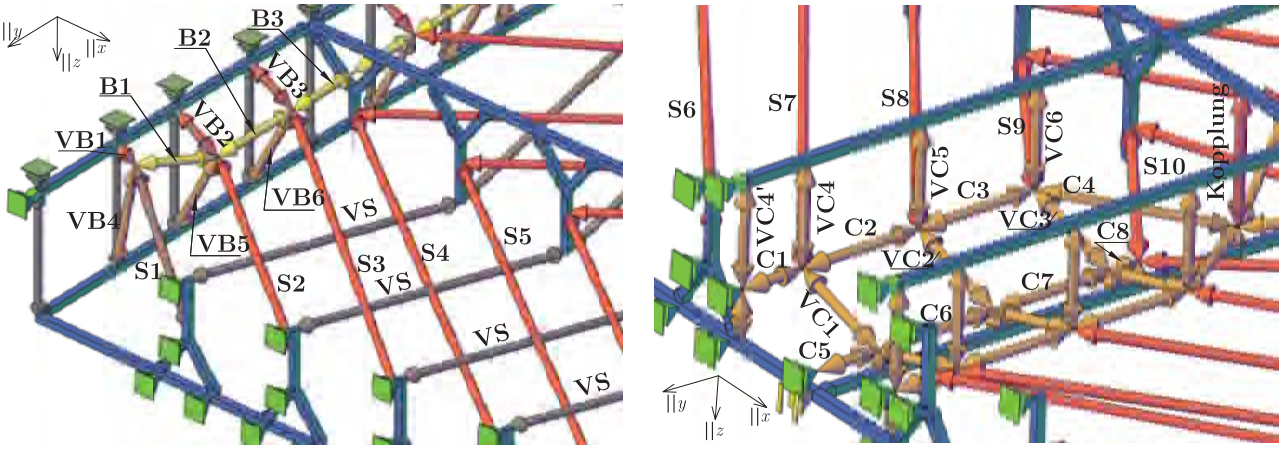


Abbildung 5.9: Dreidimensionale Ansicht der Stahl- und Betonstäbe für Plattentyp A

Störbereich bei der Lasteinleitung. In diesen Bildern sind alle Stäbe der Störbereiche bezeichnet. Im rechten Teilbild sind die Koppelstäbe zwischen den Dübelkronen zur Verbesserung der Lesbarkeit wiederum ausgeblendet.



(a) Detail beim Auflager (b) Detail bei der Lasteinleitung

Abbildung 5.10: Detailansichten der Stahl- und Betonstäbe für Plattentyp A

5.2.2.4 Lagerung des Modells

Die Lagerung des Modells berücksichtigt die Symmetrieeigenschaften einer Platte mit unendlicher Ausdehnung in y- Richtung. Somit sind die Profile BOT durchgehend in y- Richtung gehalten. Die Lager in y- Richtung können sowohl Druck- als auch Zugkräfte übernehmen, da die Stahldübelleisten auch in Realität durch den umgebenden Beton in beide Richtungen gehalten sind. Der Auflagerpunkt des Gesamtbauteils, in *Abbildung 5.7* links zu sehen, wird im Modell durch Auflager in z- Richtung abgebildet. Sämtliche Lager in z- Richtung werden als reine Drucklager definiert und fallen somit bei Auftreten von negativen Auflagerreaktionen aus. Die Modellagerung in x- Richtung wird aus Gründen der Symmetrie in Feldmitte angeordnet.

5.2.2.5 Belastung des Modells

Die Belastung des Stabwerksmodells erfolgt über eine Gleichlast, die gegen die Richtung der z- Achse am Biegebalken MB2, dargestellt in *Abbildung 5.8*, angreift. Die Funktion dieses Biegebalkens ist die Aufteilung der Gleichlast in Knotenlasten. MB2 weist zwischen den Knoten unrealistisch große Verformungen und Schnittgrößen auf und wird daher bei der Ergebnisbeurteilung nicht berücksichtigt. *Abbildung 5.11* zeigt qualitativ die Streckenbelastung sowie die auftretenden Auflagerreaktionen in einer dreidimensionalen Darstellung. Zur Übersichtlichkeit sind die Vertikalkopplungen sowie alle Stäbe der Störbereiche ausgeblendet.

Das Belastungsniveau wurde in *Abschnitt 5.2.2.1* mit rund $3000\,kN$ Gesamtlast für die rund drei Meter breiten Plattenelemente festgelegt. Daraus ergibt sich für den berechneten Streifen einer Breite von einem Meter also eine Berechnungsbelastung von rund $1000\,kN/m$. Im Rahmen der Auswertung in den folgenden Abschnitten werden die Stabwerksergebnisse linear mit einem Skalierungsfaktor multipliziert. Dieser Faktor dient der Umrechnung auf die genaue, im FE- Modell ermittelte, Laststufe und somit zur Gewährleistung der Vergleichbarkeit der Ergebnisse. Die Nichtlinearitäten in der Steifigkeit der Auflager in z-Richtung und

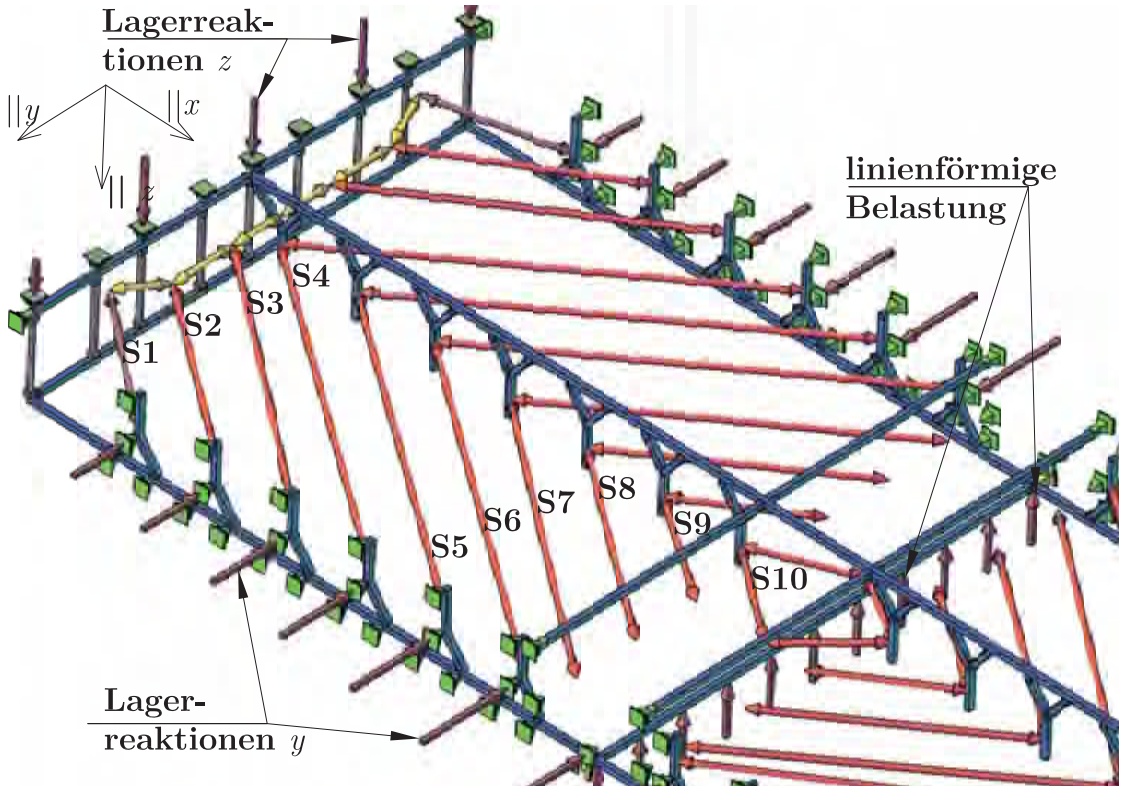


Abbildung 5.11: Dreidimensionale Darstellung von Belastung und Lagerreaktionen

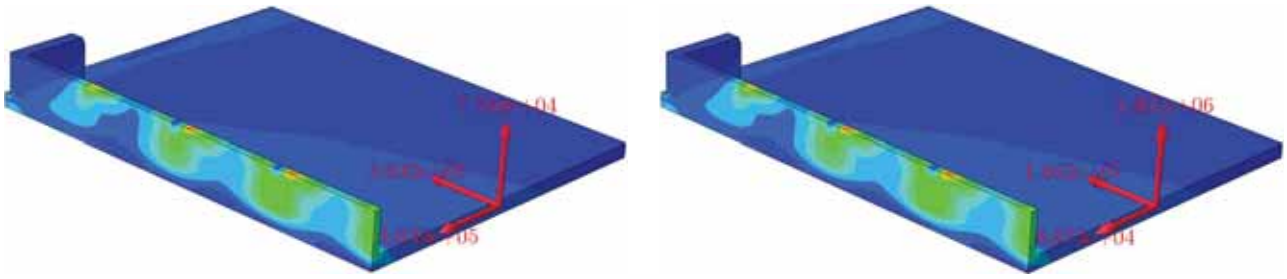
der Beton- Druckstäbe erfordern eine iterative Berechnung im Stabwerksprogramm. Sämtliche Nichtlinearitäten sind jedoch nur Lastbildabhängig. Der Absolutwert der Belastung hat keinen Einfluss auf die Vorzeichen der Stab- und Lagerkräfte. Daher können alle Ergebnisse der Berechnung im Rahmen der Auswertung linear mit der Last skaliert werden. Die Anpassung an die gewünschte Laststufe mit Korrekturfaktoren ist demnach zulässig.

5.2.2.6 Vergleich der Teilschnittgrößen

In den folgenden zwei Abschnitten werden zur Modellbestätigung die Ergebnisse des in *Abschnitt 4.4.3* ausgewählten FE- Modells den Resultaten des oben beschriebenen Stabwerksmodells des Plattentyps A gegenübergestellt.

Zunächst werden die im Folgenden als Teilschnittgrößen bezeichneten Schnittgrößen N_x, V_z und M_y der beiden Stäbe TOP und BOT mit den Ergebnissen der FE- Berechnung verglichen. Diese werden dabei aus den Sets „Grundquerschnitt“, die in den *Abbildungen 4.20* und *4.25* definiert sind, gewonnen. Wird im *Post Processor* von ABAQUS eines dieser Sets isoliert, können an beliebigen Schnitten die Spannungen zu Schnittgrößen integriert und ausgegeben werden. *Abbildung 5.12* zeigt dies exemplarisch für einen Schnitt am Unterteil bei $x_{ABAQUS} = 662\,mm$. Die färbigen Bereiche in dieser Abbildung entsprechen der Verteilung der Vergleichsspannungen. Diese Darstellung ist im Bezug auf die Schnittkraftermittlung unerheblich und rein willkürlich gewählt.

In *Abbildung 5.13* sind beispielhaft am Unterteil, dies entspricht im Stabwerksmodell dem



(a) Darstellung der Kräfte (b) Darstellung der Momente

Abbildung 5.12: Ausgabe von Schnittgrößen im *Post Processing* von ABAQUS

halben Querschnitt von BOT, alle Schnitte dargestellt, an denen die Teilschnittgrößen der Sets „Grundquerschnitt Oberteil“ und „Grundquerschnitt Unterteil“ abgefragt werden.

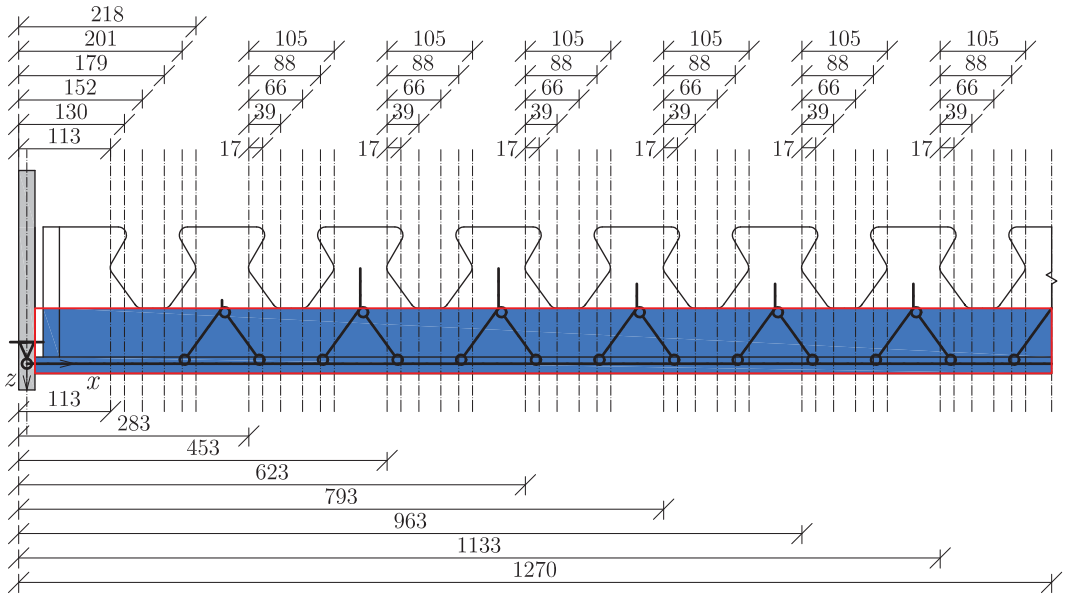


Abbildung 5.13: Lage der Schnitte zur Auswertung der Teilschnittgrößen des FE- Modells

Der zur Auswertung zu Grunde gelegte Querschnitt ist jeweils ein 1000 mm breiter Streifen des oberen und des unteren Blechs inklusive der angeschweißten Dübelleisten. Die beiden Stäbe BOT aus *Abbildung 5.3* werden also zum Vergleich der Ergebnisse zusammengefasst. Da das FE- Modell mit einer Breite von 500 mm erstellt wurde, müssen dessen Modellergebnisse für den Vergleich mit den Stabwerksergebnissen verdoppelt werden. *Abbildung 5.14* zeigt Querschnitte, Schnittgrößendefinitionen und betrachtete Normalspannungen für die folgenden Vergleiche. Da es sich tatsächlich um einen gedanklich aus der Platte herausgelösten, einen Meter breiten Streifen handelt, sind sämtliche Ergebnisschnittgrößen in $[kN/m]$ respektive $[kNm/m]$ angegeben.

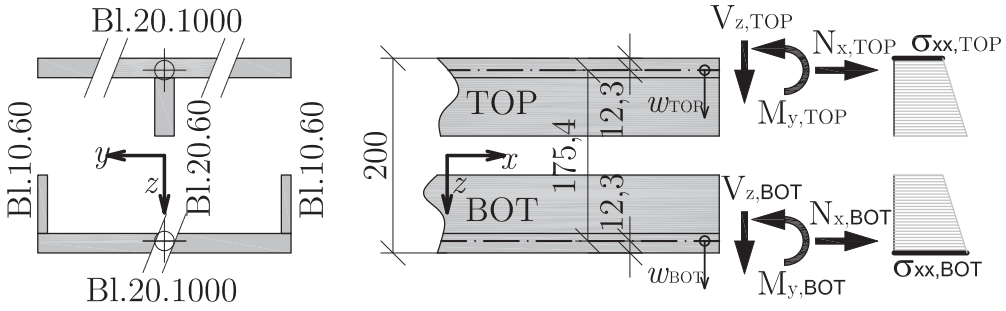


Abbildung 5.14: Querschnitte, Schnittkräfte und Spannungen des Ergebnisvergleichs- Typ A

Abbildung 5.15 zeigt einen Vergleich der Normalkräfte N_x der Teilquerschnitte TOP und BOT. Es ist zu erkennen, dass das Stabwerksmodell eine gute, auf der sicheren Seite liegende, Approximation des FE- Modells darstellt. Die maximalen Abweichungen liegen bei den Normalkräften im Bereich von $5 - 25\%$ wobei die größten Abweichungen lokal im Bereich der Feldmitte des unteren Teilquerschnitts BOT auftreten.

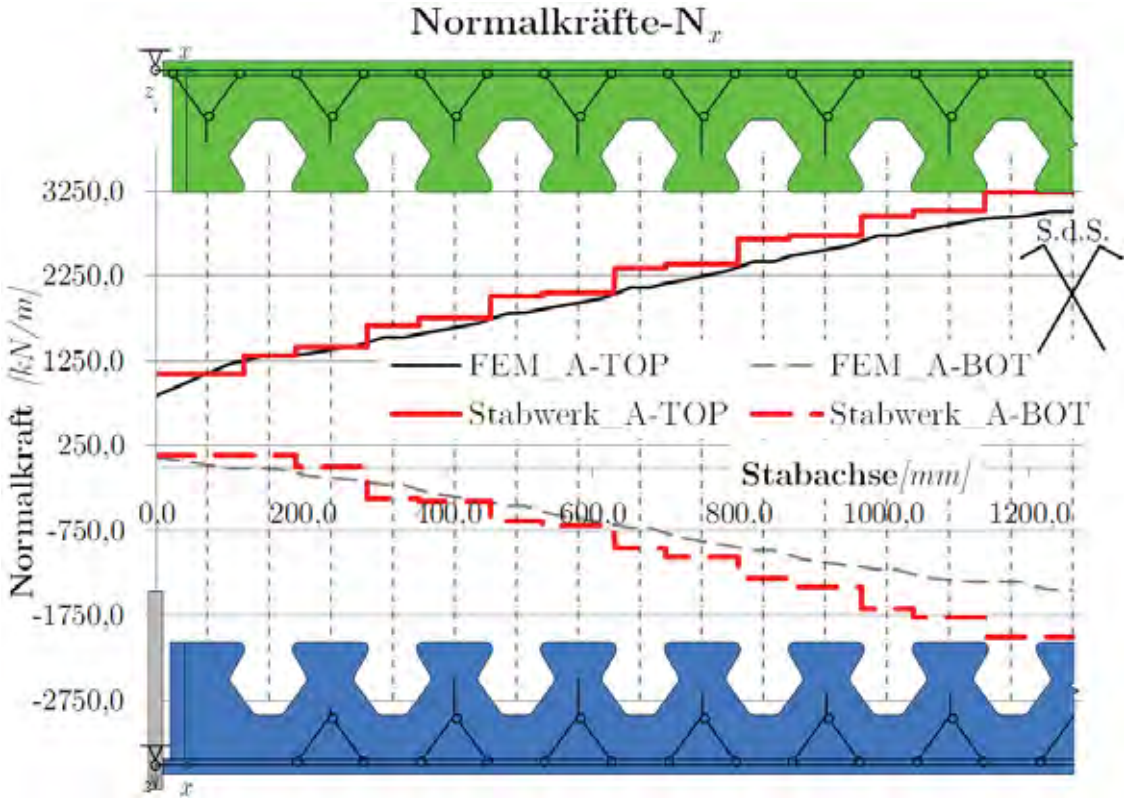


Abbildung 5.15: Vergleich der Normalkraftverläufe der Teilquerschnitte TOP und BOT

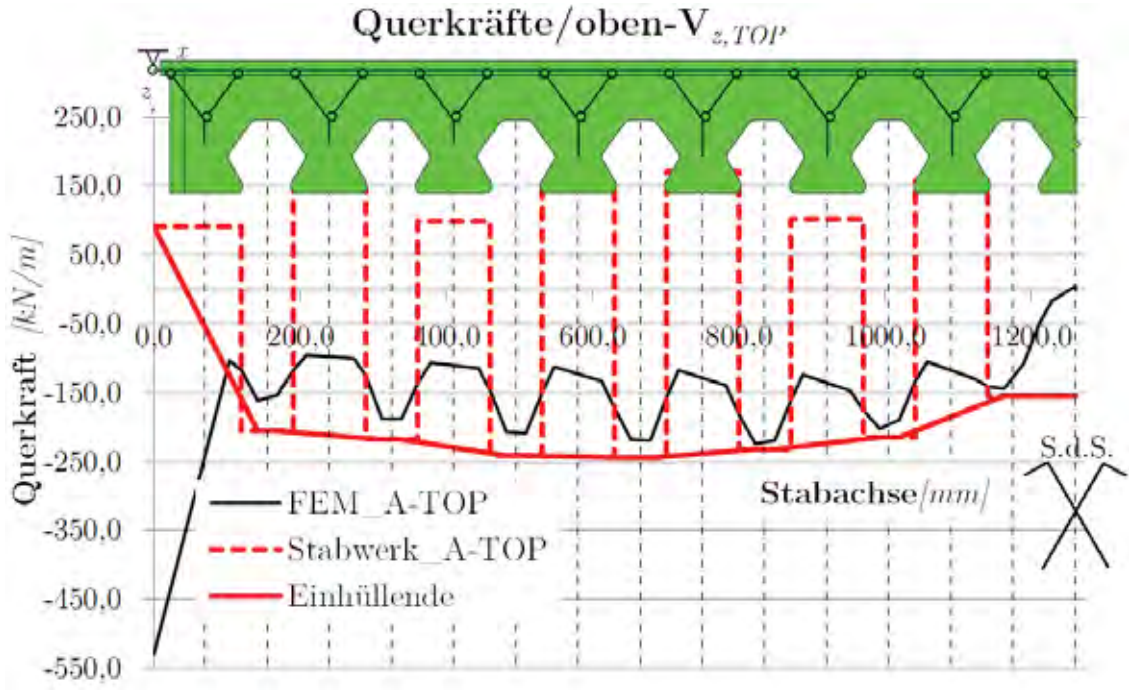


Abbildung 5.16: Vergleich der Querkraftverläufe des Querschnitts TOP

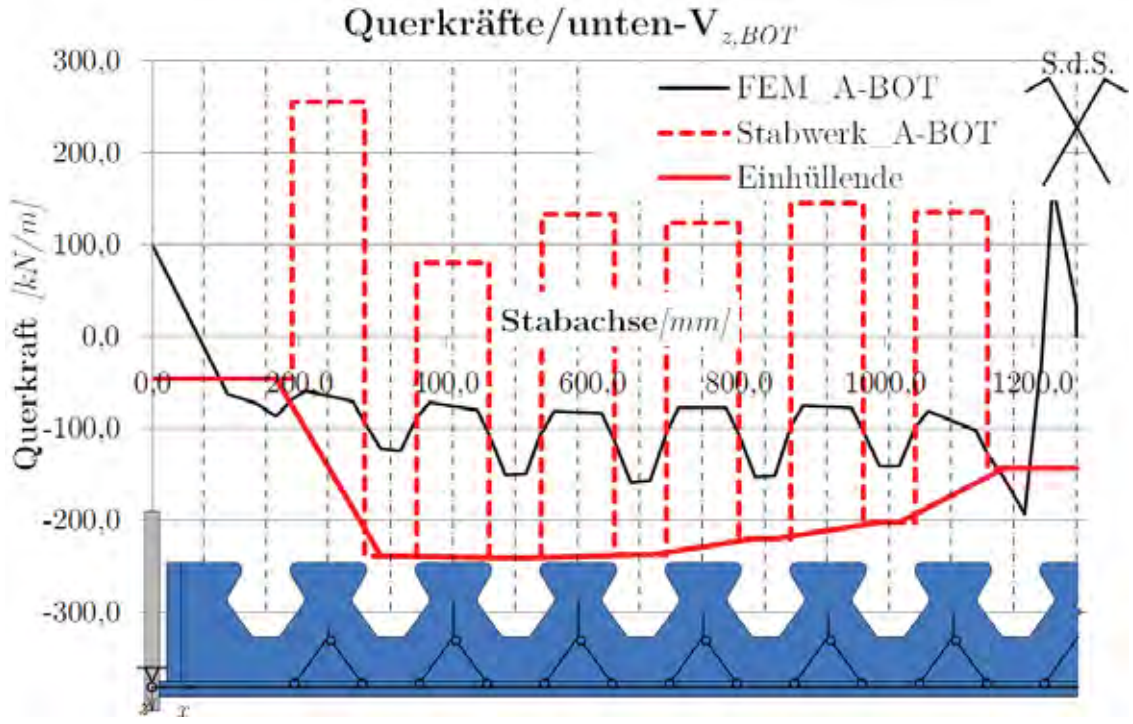


Abbildung 5.17: Vergleich der Querkraftverläufe des Querschnitts BOT

Die *Abbildungen 5.16* und *5.17* stellen den Vergleich der Querkräfte $V_{z,TOP}$ und $V_{z,BOT}$ dar. Dazu ist anzumerken, dass die Querkräfte in den Bereichen zwischen den Koppelstäben

der Dübelzähne, bedingt durch die Modellierung, zu einem großen Teil aus den Zahnbiegemomenten entstehen. In diesen Stababschnitten sind die Querkräfte der Grundquerschnitte daher falsch abgebildet. Aus diesem Grund sind die dargestellten Einhüllenden der Querkraftordinaten die zutreffenderen Verläufe zum Vergleich mit den FE- Ergebnissen. Diese Vergleiche zeigen prinzipiell ein ähnliches Verhalten wie die Teilquerschnitts- Normalkräfte. Der Verlauf des oberen Querschnitts TOP wird gut approximiert während der Querkraftverlauf der Stabwerksberechnung am unteren Querschnitt BOT stärker von jenem des FE-Modells abweicht.

Der Vergleich der Teilquerschnittsmomentenlinien $M_{y,TOP}$ und $M_{y,BOT}$ der FE- Berechnung mit den Resultaten des Stabwerksmodells in den *Abbildungen 5.18* und *5.19* ergibt betragsmäßig durchwegs verhältnismäßig große Abweichungen der Ergebnisse. Dies ist mit der im Rahmen der Stabwerksberechnung nur näherungsweise erfassten Zahnsteifigkeit und anderen, überhaupt nicht erfassten Einflüssen, wie beispielsweise der Vergrößerung der Trägheitsmomente in den Bereichen der Stahlzähne oder auch deren Verdrehbehinderung durch den umgebenden Beton, erklärbar.

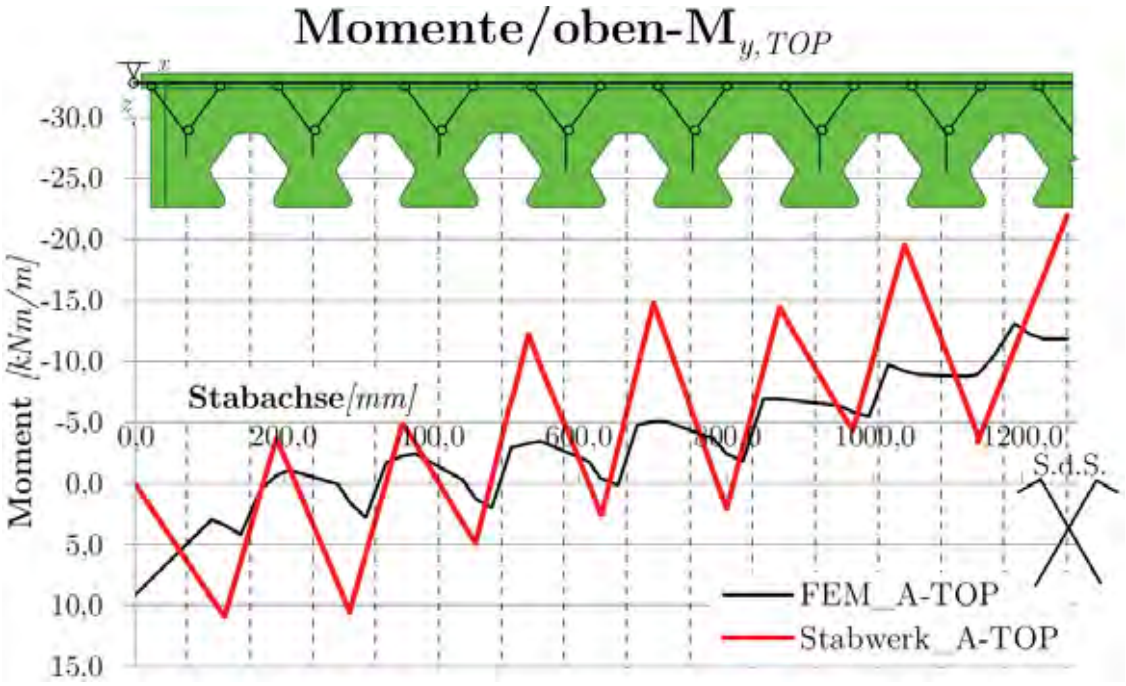


Abbildung 5.18: Vergleich der Biegemomentenverläufe des Querschnitts TOP

Qualitativ werden die Verläufe des FE- Modells jedoch relativ gut beschrieben. Sowohl die Lage der Momentenspitzen als auch der Trend der Linien werden durch die Ergebnisse der Stabwerksberechnung gut angenähert.

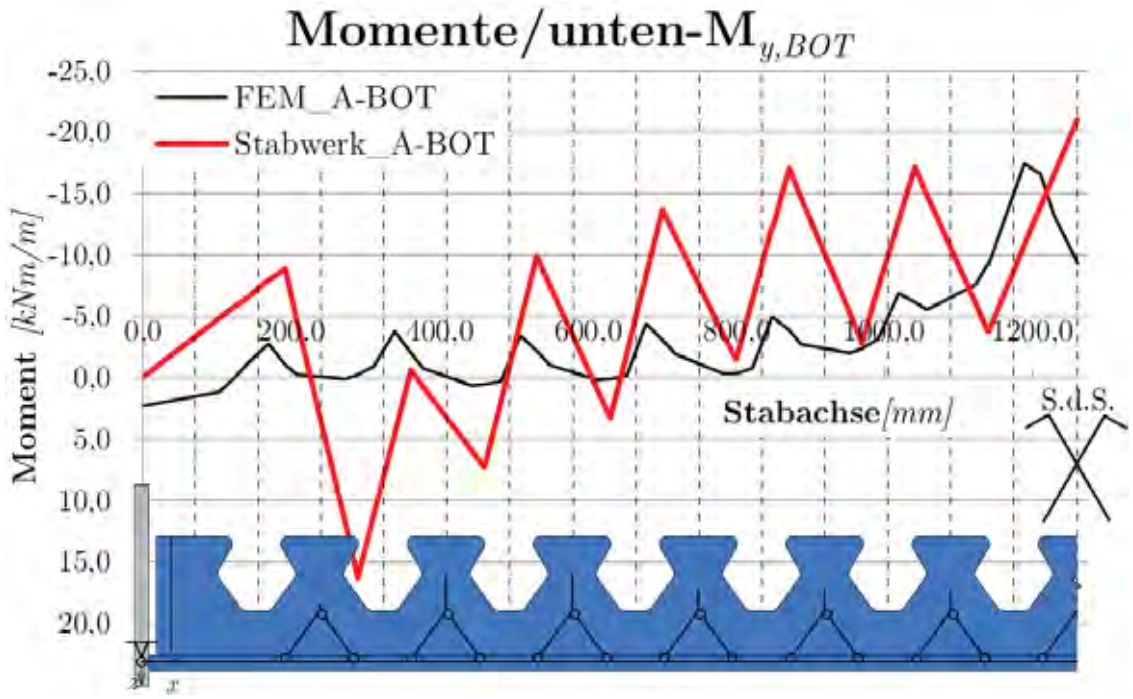


Abbildung 5.19: Vergleich der Biegemomentenverläufe des Querschnitts BOT

5.2.2.7 Vergleich von Verformungen und Spannungen der außen liegenden Bleche

Im Folgenden werden die Durchbiegungen w sowie die luftseitigen Normalspannungen im oberen ($\sigma_{xx,TOP}$) und unteren ($\sigma_{xx,BOT}$) Deckblech direkt außerhalb der angeschweißten Dübelleisten betrachtet.

Abbildung 5.20 zeigt den Vergleich der Durchbiegungen w des FE- Modells mit jenen Durchbiegungen, die sich nach der Stabwerksberechnung ergeben. Alle Verläufe sind dabei linear auf jene Vertikallast skaliert, die in der FE- Berechnung eine Vertikalverschiebung von 10 mm in Feldmitte erzeugt. Zusätzlich dazu sind in diesem Diagramm die Messwerte der Labormessung eingetragen. Im Laborversuch waren Wegaufnehmer am oberen Blech sowohl in Feldmitte als auch in den Viertelspunkten beider Symmetriehälften der Plattenspannweite angeordnet. Zusätzlich war ein Wegaufnehmer in einem Vieltelspunkt der Spannweite am unteren Blech vorhanden. Somit ergeben sich vier Messpunkte, deren Messergebnisse im Diagramm teilweise übereinander liegen. Die Messpunkte des Laborversuchs sind dabei nicht zu der Vertikallast gehörig, mit der die Verläufe des FE- und des Stabwerksmodells ermittelt wurden, sondern zu jenem Lastniveau, das im Versuch eine Mittendurchbiegung von 10 mm erzeugt hat. Die Messpunkte basieren also nicht auf der gleichen Vertikallast wie die eingezeichneten Verläufe. Diese Vorgehensweise ist hier gewählt, um im Ergebnisvergleich die Ergebnisqualität anhand der relativen Lage der Biegeordinaten zueinander beurteilen zu können.

Es zeigt sich, dass das Stabwerksmodell die Durchbiegungen des FE- Modells sehr gut approximiert und leicht auf der sicheren Seite liegt. Die maximale Biegeordinate des Stabwerks-

modells liegt bei $10,2\,mm$ und somit nur zirka 2% höher als jene des FE- Modells. Auch der Krümmungswechsel der Biegelinie, der rund $400\,mm$ neben dem Auflager auftritt, wird durch die Stabwerksergebnisse zufriedenstellend erfasst.

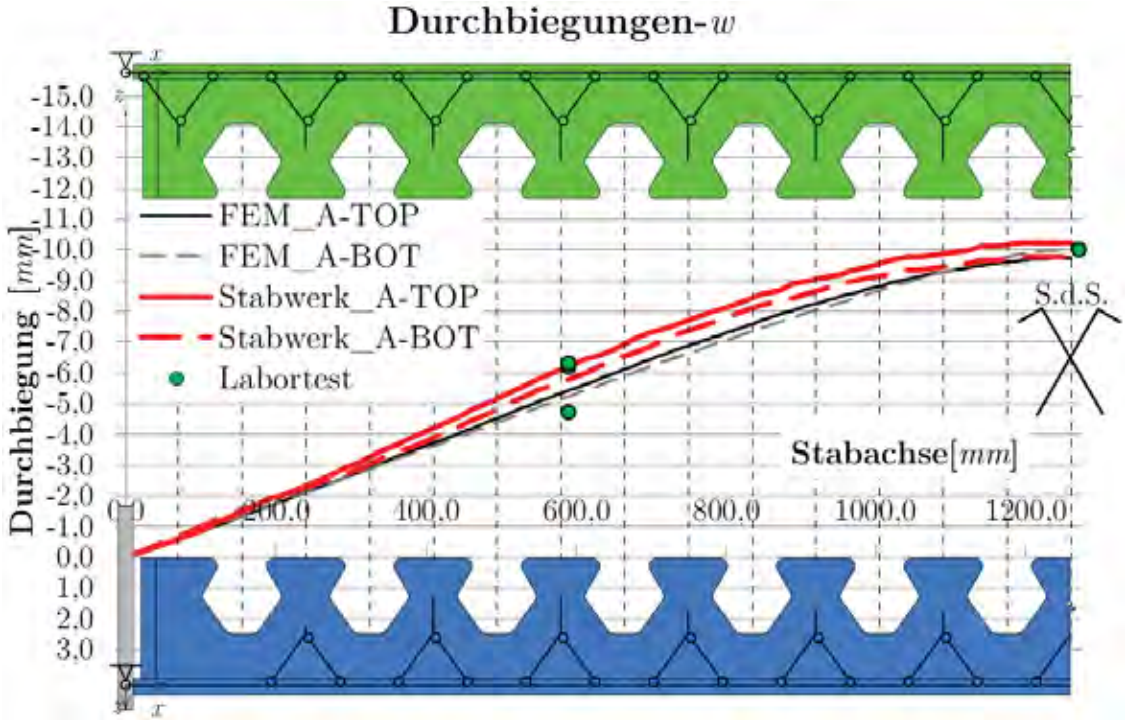


Abbildung 5.20: Vergleich der Biegelinien

Die *Abbildungen 5.21* und *5.22* zeigen die Vergleiche der Normalspannungen σ_{xx} an den Blechaußenkanten direkt außerhalb der angeschweißten Dübelleisten. Die Lage der betrachteten Faser ist in *Abbildung 5.14* definiert. Die Abbildungen zeigen für den oberen Teilquerschnitt TOP eine sehr gute und für den unteren Teilquerschnitt BOT eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse des FE- Modells mit jenen der Stabwerksberechnung.

Die größten erkennbaren Differenzen zwischen Ergebnissen der FE- Simulation und des Stabwerksmodells treten am unteren Teilquerschnitt im Bereich der Schweißnaht zum Endblech links und im unmittelbaren Bereich der Lasteinleitung rechts auf. Diese Bereiche großer Spannungsgradienten im FE- Modell sind in *Abbildung 5.22* rot markiert.

Nahe dem Auflager resultiert die Spannungsspitze aus der sprunghaften Steifigkeitsänderung zwischen dem Querschnitt des (Boden-) Blechs alleine und jenem des (Boden-) Blechs mit aufgeschweißter Dübelleiste. An dieser Stelle entsteht ein Schwerlinienversatz, der lokale Biegemomente hervorruft. Diese Biegemomente, gepaart mit einem sehr geringen Widerstandsmoment der Blechquerschnitte, verursachen bereits bei niedrigen Lasten die Ausbildung eines Fließgelenks. In der Stabwerksberechnung weist der Stab BOT einen konstanten Querschnitt ohne sprunghafte Änderungen auf. Somit kann dieser Effekt nicht erfasst werden. Da an der betreffenden Stelle die Ausbildung eines Fließgelenks im (Boden-) Blech jedoch keinen nachteiligen Einfluss auf das Systemgleichgewicht hat, ist die Annahme einer

gelenkigen Verbindung zwischen dem Stab BOT und der Endplatte im Stabwerksmodell eine nach dem statischen Satz zulässige Modellbildung dieses Bereichs.

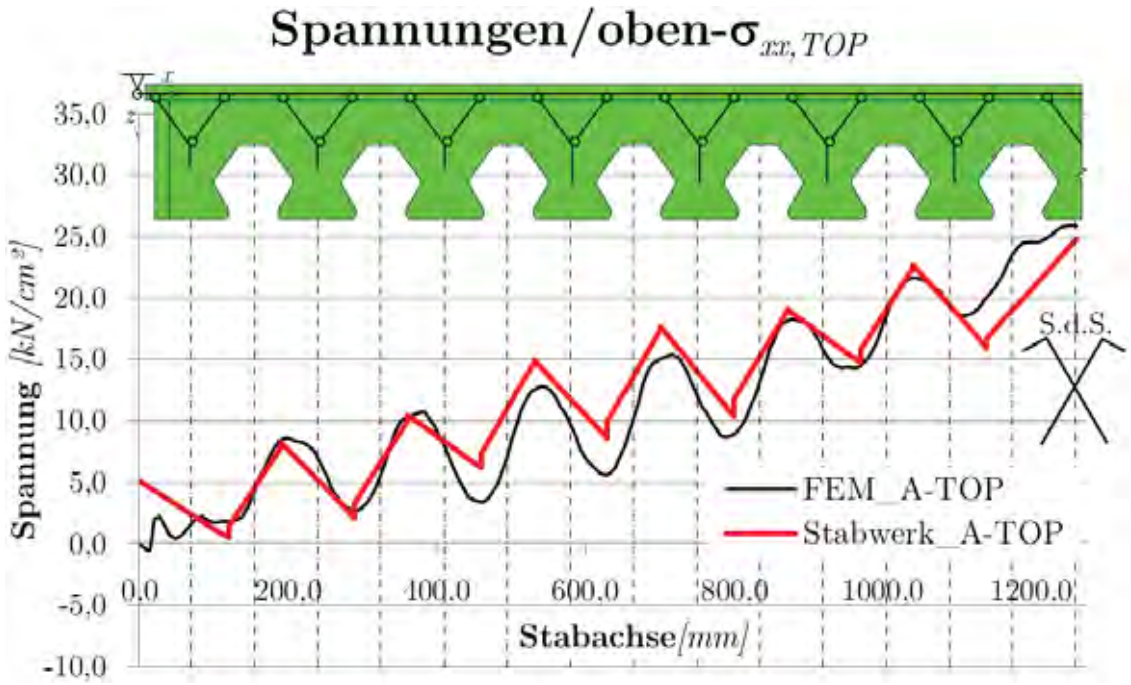


Abbildung 5.21: Vergleich der äußeren Deckblechspannung des Querschnitts TOP

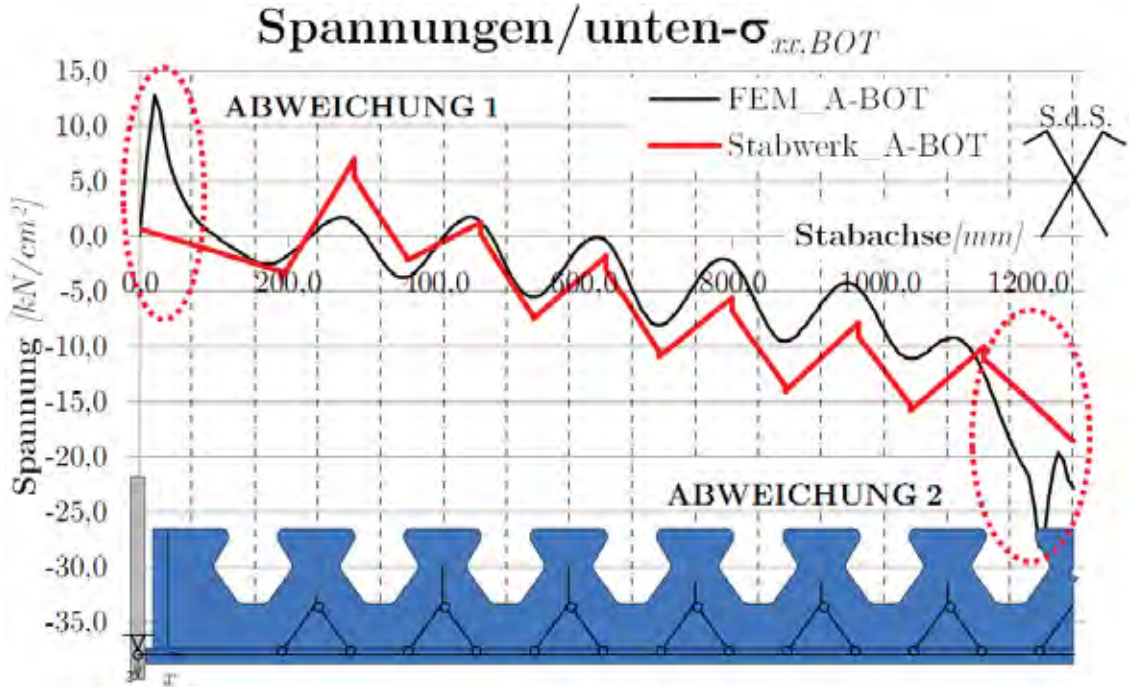


Abbildung 5.22: Vergleich der äußeren Deckblechspannung des Querschnitts BOT

Die Ursache der zweiten markanten Spannungsspitze des FE- Modells im Bereich der Lasteinleitung ist durch die Geometrie des FE- Modells erklärbar. Das Lasteinleitungsblech zur

Aufbringung der Verschiebung hat im FE- Modell genau einen Verschiebungsfreiheitsgrad in z- Richtung. Sämtliche anderen Verschiebungen sowie alle Verdrehungen sind gesperrt. Somit kann sich bei Auftreten von Durchbiegungen der SCSC- Platte zwischen Lasteinleitungsblech und unterem Stahlblech kein vollflächiger Kontakt ausbilden und es kommt zu örtlichen Kantenpressungen. *Abbildung 5.23* zeigt diesen Effekt überhöht. Die sichtbare Spannungsspitze in *Abbildung 5.22* resultiert genau aus dieser lokalen Wirkung der Kantenpressung und muss somit nicht weiter untersucht werden.

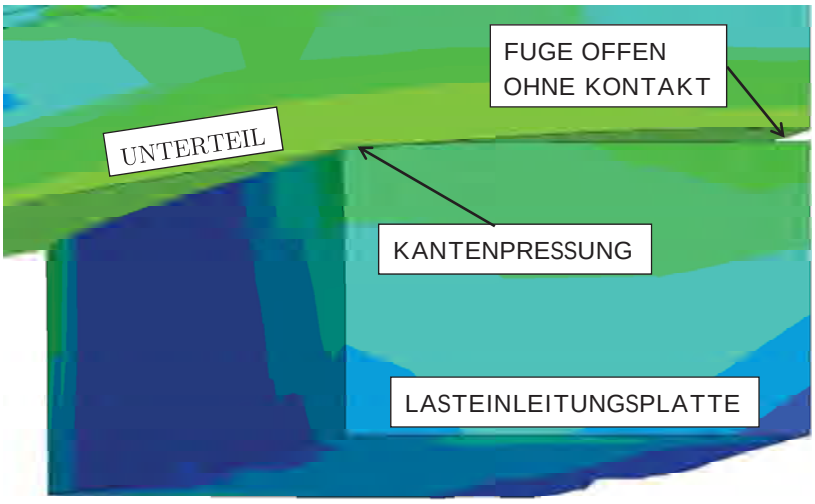


Abbildung 5.23: Kantenpressung der Lasteinleitungsplatte im FE- Modell

Im Bereich des ersten Stahlzahns nach dem Auflager ergibt sich am unteren Teilquerschnitt eine deutlich erkennbare Überschätzung der Normalspannungen durch das Stabwerksmodell. Auch der Momentenverlauf in *Abbildung 5.19* zeigt, dass in diesem Bereich die Ergebnisse des Stabwerks die betragsmäßig größten Abweichungen zu den FE- Ergebnissen aufweisen. Dies legt den Schluss nahe, dass die Neigungen der Diagonalen S1 zur x- Achse, gemessen in der $x - z$- Ebene, zu flach sind und diese Stäbe somit zu viel Normalkraft erhalten. Es konnte jedoch für diesen Plattentyp durch keine andere Stabwerksgeometrie eine bessere Annäherung an die FE- Ergebnisse erreicht werden.

5.2.3 Stabwerksmodell für Plattentyp C unter zentrischer, linienförmiger Belastung

Lit.: [Fra12a]

Das Stabwerksmodell der SCSC- Platte des Typs C der wird prinzipiell nach den Erkenntnissen des vorherigen Abschnitts gleichartig zu jenem des Plattentyps A erstellt. Auf Grund der geschlossenen Form der Lochleisten dieses Plattentyps, wie sie beispielsweise in *Abbildung 3.1* gezeigt ist, muss das Stabwerksmodell jedoch etwas adaptiert werden. Im Rahmen von [Fra12a] wurden dazu zwei Varianten ausgearbeitet.

Variante 1 beruht auf dem Ersatz des vierendeelartigen Lochblech der Dübelleiste durch ein rechnerisches Ersatzblech mit gleicher Höhe und einer ideellen Dicke. Diese Dicke wird über einen Durchbbiegungsvergleich ermittelt.

Variante 2 ist eine Modellverfeinerung zur besseren Abbildung der Vierendeeltragwirkung. Dabei wird das Dübelbleech mit Löchern durch eine rahmenstabähnliche Konstruktion abgebildet.

5.2.3.1 Finite Elemente Ergebnisse zur Ableitung des Stabwerksmodells

Auf Basis der Erkenntnisse aus *Abschnitt 4.5* werden zur Ableitung des Stabwerksmodells für den Plattentyp C der SCSC- Platte die Ergebnisse des FE- Modells **C1msCDP1f50Psi45DP20** herangezogen. Zur Systematik der Modellbezeichung sei hier nochmals auf *Abschnitt 4.2.4* verwiesen. Die Kraft- Durchbiegungslinie dieses Modells an der Stelle des Wegaufnehmers DT2 in Feldmitte ist in *Abbildung 4.64* dargestellt.

Aus den bereits in *Abschnitt 5.2.2* erläuterten Gründen wird auch zur Ableitung des Stabwerksmodells des Plattentyps C der charakterisitische Punkt bei der Mittendurchbiegung von $w_m = 10mm \approx l/250$ gewählt. Nach *Abbildung 4.64* ergibt sich an diesem Punkt im FE- Modell eine Gesamtvertikallast von $2637kN$. Die bauhöhenbereinigte Vertikallast des Laborversuchs liegt bei dieser Durchbiegung in Feldmitte bei rund $3080kN$ und somit in etwa 17% über dem Ergebnis der FE- Berechnung.

Im Folgenden werden wiederum die Trajektorienbilder der Hauptspannungen sowie die Neigungen der resultierenden Dübelkräfte analysiert, um aus diesen Randbedingungen im Anschluss ein adäquates Stabwerksmodell ableiten zu können.

Abbildung 5.24 und *Abbildung 5.25* zeigen die Trajektorienverläufe der Hauptspannungen im Querschnitt der Platte. Die Farbgebung der Trajektorien ist dabei äquivalent zu *Abschnitt 5.2.2*. Die Konzentrationen der Hauptdruckspannungen in den Störbereichen beim Auflager links oben und bei der Lasteinleitung rechts unten sind vergleichbar mit jenen des Plattentyps A. Auch die vertikalen Neigungen, also die Winkel der resultierenden Dübelkräfte in der $x-z$- Ebene, dargestellt in *Abbildung 5.25*, deuten auf die bereits in *Abschnitt 5.2.2.3* beschriebenen Sprengwerke in den Störzonen hin. Somit ist davon auszugehen, dass die Betonstrebengeometrie des Plattentyps C zumindest ähnlich jener des Plattentyps A ist.

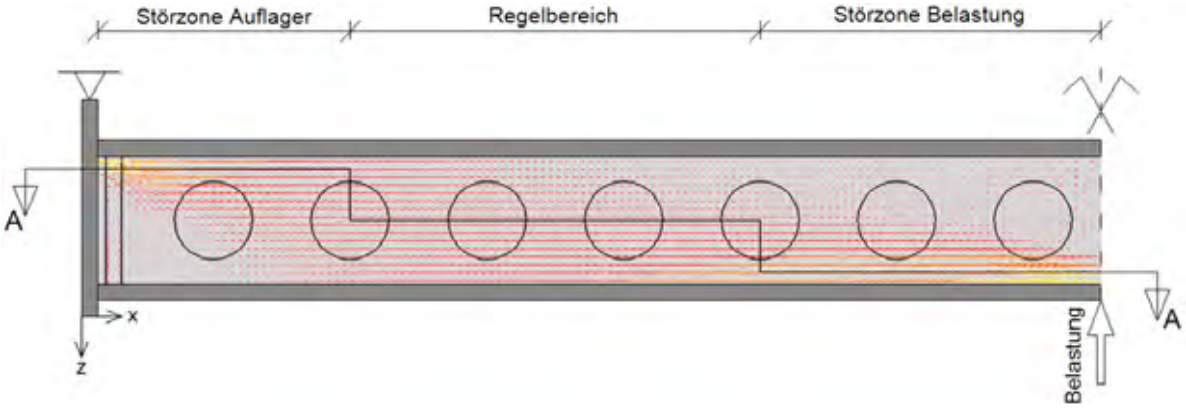


Abbildung 5.24: Hauptspannungstrajektorien im vertikalen Schnitt (Typ C)[Fra12a]

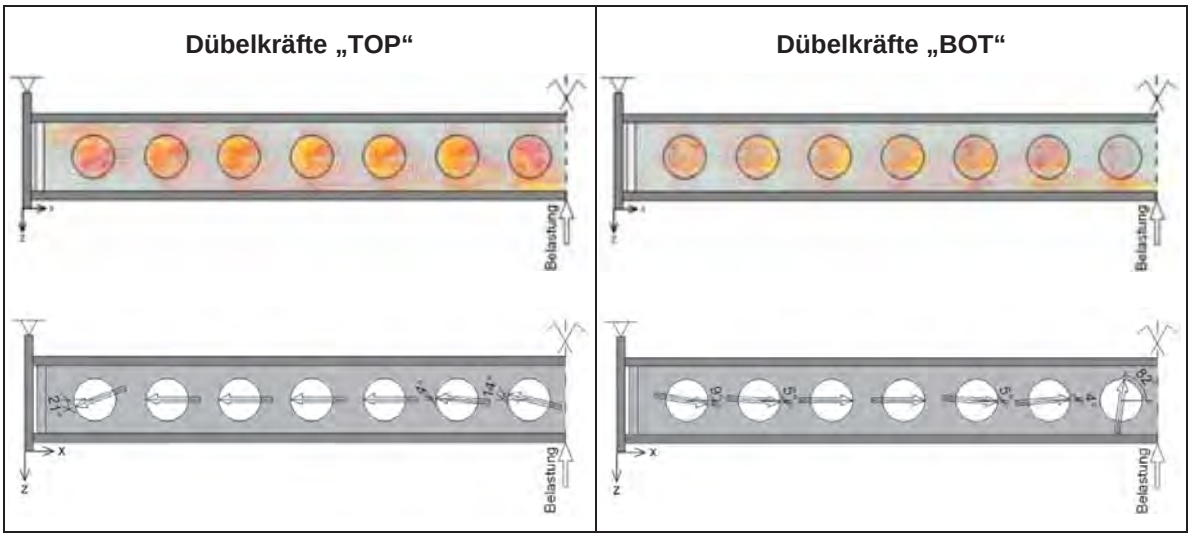


Abbildung 5.25: Hauptspannungstrajektorien und Resultierende Dübelkräfte im vertikalen Schnitt (Typ C)[Fra12a]

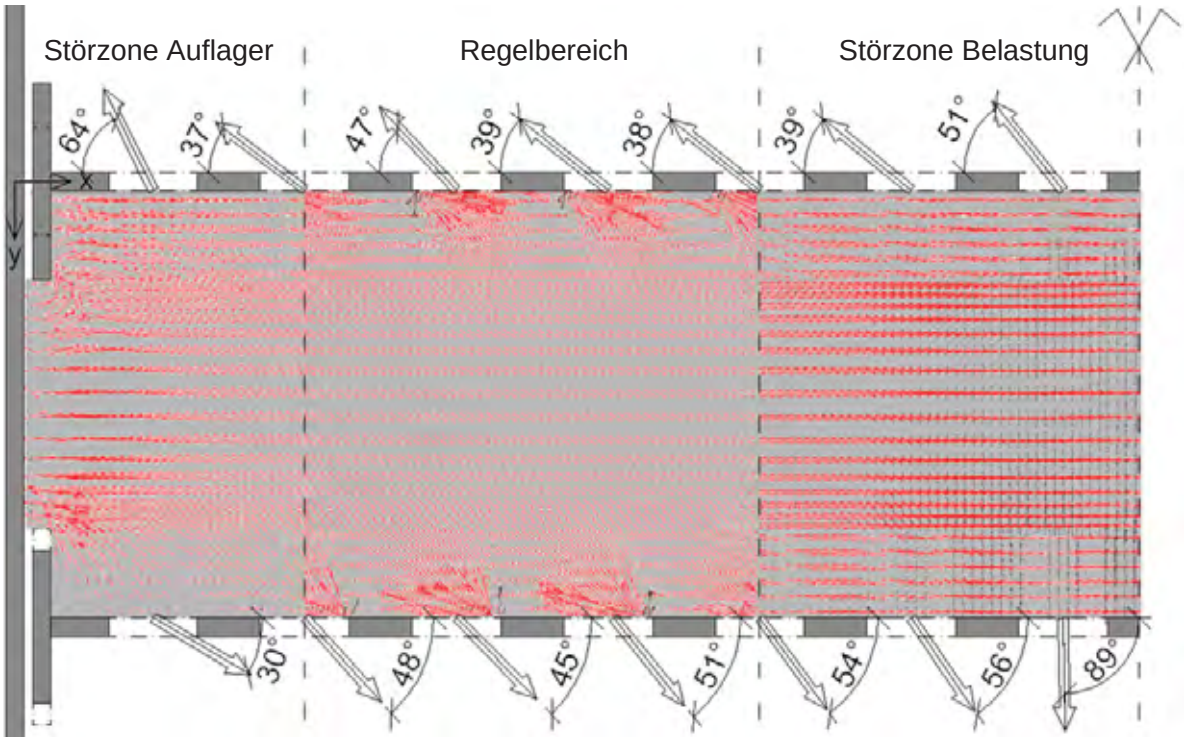


Abbildung 5.26: Hauptspannungstrajektorien und resultierende Dübelkräfte im horizontalen Schnitt A-A (Typ C)[Fra12a]

Abbildung 5.26 zeigt den Betonquerschnitt A-A der Platte. Dieser Schnitt ist entsprechend *Abbildung 5.24* parallel zur $x-y$- Ebene geführt. Zusätzlich sind auch hier die resultierenden Kräfte auf die einzelnen Betondübel inklusive deren Neigungen dargestellt. Dazu ist anzumerken, dass bei Typ C im Regelbereich der Platte sowohl der Winkel der Hauptdruckspannungstrajektorien als auch jener der resultierenden Dübelkräfte rund 45° gegen die x-Achse geneigt ist. Die Druckstrebenneigung ist bei Plattentyps C also geringfügig flacher als bei Typ A. In den Störzonen im Auflagerbereich und im Lasteinleitungsbereich sind qualitativ keine Unterschiede zwischen den Plattentypen zu erkennen.

5.2.3.2 Festlegung der Stabquerschnitte der Variante 1

Das Stabwerksmodell des Plattentyps C erstreckt sich über eine Breite von $1000mm$ und eine Stützweite von $l_{Sp} = 2520mm$ und weist somit die gleichen Abmessungen wie das Modell des Typs A auf. *Abbildung 5.27* zeigt die Zusammenstellung der verwendeten Querschnitte der ersten Variante zur Modellierung des Plattentyps A für die gegebene Belastung.

Diese Variante basiert auf dem Ersatz der Lochleiste durch ein Blech mit einer ideellen Ersatzdicke. Diese ideelle Dicke wird über einen Vergleich der Durchbiegungen gefunden, der im anschließenden Abschnitt genauer erklärt wird.

	Bezeichnung	Skizze	A [cm²]	A_{zz} [cm⁴]	A_{yy} [cm⁴]
STAHL (f_y=363 N/mm²)	TOP	Bl.20.1000; 162,8; 17,2; Bl.10,9.160	217,44	1738,06	-
	BOT	163; 17; Bl.5,3.160; Bl.20.500	108,48	847,43	-
	RB1	Bl.20.500; 83,1; 16,9; Bl.20.100	116	-	28784
	RB2	Bl.20.100; 83,1; 16,9; Bl.20.500	116	-	28784
	MB1, MB2	Bl.20.340	-	22,67	-
	Dübelzahn Ersatz	Bl.20(10).57	11,42	31,03	-

	Bezeichnung	Skizze	A [cm²]
Beton (f_{cm}=58 N/mm²)	S1, VS B1, B2 VC1, VC2	80; 80	64
	S2- S9 VC7- VC10	120; 160	192
	VB1, VB3	170; 30	51
	VB2, VB4	170; 50	85
	C1- C4 VC3- VC5	160; 50	80
	VC6	120; 80	96

Abbildung 5.27: verwendete Querschnitte in Variante 1 des Stabwerksmodells für Typ C

Stahl- Grundquerschnitte

Die Grundquerschnitte TOP und BOT bestehen je aus einem Teil des durchgehenden, außenliegenden Blechs und der Dübelleiste und sind somit äquivalent zu jenen des Plattentyps A definiert. Die Lochleiste des Typs C weist durch die großen Freischnitte jedenfalls eine kleinere Steifigkeit als ein Blech ohne Löcher und durch die Vierendeel- Tragwirkung eine höhere Steifigkeit als ein Blech mit der Resthöhe von $30mm$ auf. Daher wird sie durch ein Blech der gesamten Höhe von $160mm$ und einer durchbiegungsäquivalenten, ideellen Blechdicke t^* ersetzt.

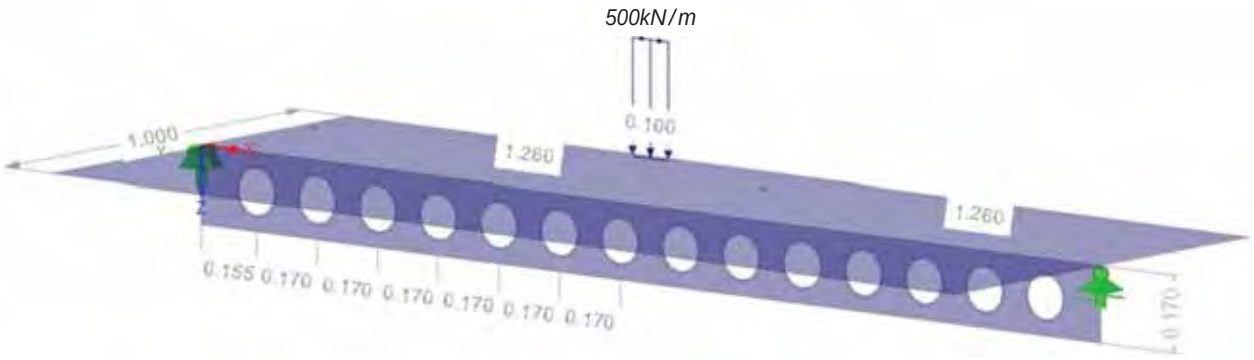


Abbildung 5.28: System und Belastung des FE- Modells des oberen Teilquerschnitts

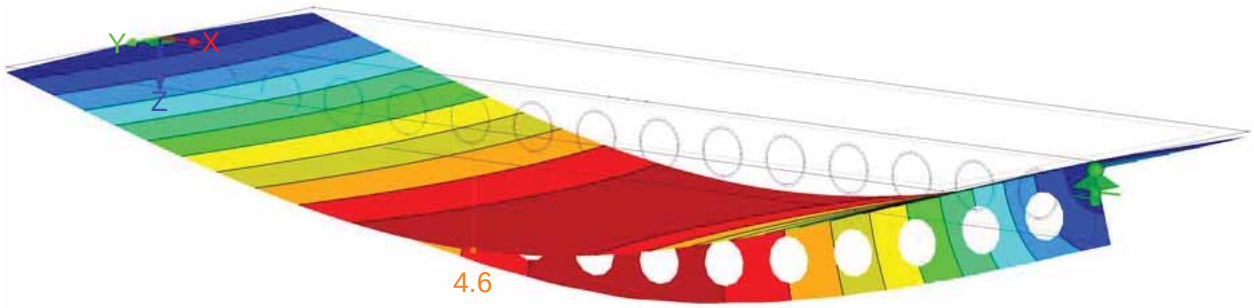


Abbildung 5.29: Durchbiegungen des FE- Modells des oberen Teilquerschnitts

Zur Ermittlung dieser ideellen Blechdicke wird zunächst der Stahl- Oberteil der SCSC- Platte des Typs C in RFEM [Dlu09a] modelliert und durch eine auf $100mm$ verteilte linienförmige Kraft von $50kN$ in Feldmitte belastet. *Abbildung 5.28* zeigt das FE- Modell inklusive dessen Abmessungen und Belastung. Nach der Berechnung ergibt sich nach *Abbildung 5.29* eine Durchbiegung von $w_m = 4,6mm$ in Feldmitte. Über diese gegebene Biegeordinate und die analytische Formel zur Berechnung der Mittendurchbiegung eines Einfeldträgers wird das ideelle Ersatzträgheitsmoment $A^{*C}_{zz,TOP}$ nach (5.6) zu rund $1740cm^4$ berechnet. Damit ergibt sich bei Festhaltung aller anderen Geometriegrößen des oberen Teilquerschnitts eine ideelle Stegblechdicke t^* von rund $10,9mm$.

$$A^{*C}_{zz,TOP} = \frac{V \cdot l_{Sp}}{48 \cdot E \cdot w_m} \tag{5.6}$$

Die Endprofile RB1 und RB2 bleiben unverändert zu den entsprechenden Querschnitten des Plattentyps A.

Die Biegebalken MB1 und MB2 sind äquivalent zu den entsprechenden Querschnitten des Plattentyps A. Auf Grund der Stabwerksgeometrie wurden diese Querschnitte für Typ C mit $340mm$ etwas breiter gewählt, was jedoch keinen Einfluss auf die Ergebnisse des Gesamtmodells hat.

Die Stahlzähne werden auch bei dieser Variante der Modellierung des Plattentyps C durch Dübelzahn- Ersatzbleche abgebildet. Im Folgenden wird die Ermittlung des Querschnitts dieser Dübelzahn- Ersatzbleche gezeigt.

Ersatzquerschnitt für den Dübelzahn des Plattentyps C

Die Vorgehensweise zur Ermittlung des Querschnitts des Ersatz- Kragbalkens ist prinzipiell die gleiche wie für Typ A und B. Im Unterschied zu den Kronendübelformen hat die Lochleiste jedoch eine Vierendeeltragwirkung und ist somit innerlich statisch unbestimmt. Aus diesem Grund wird der herausgetrennte Einzelzahn in *Abbildung 5.30* für die horizontale Belastung, die einen antimetrischen Lastfall darstellt, zusätzlich durch zwei horizontal verschiebliche Auflager an den oberen Schnittufern unterstützt. Durch diese Modellbildung wird unterstellt, dass benachbarte Freischnitte näherungsweise mit gleichen Abstützkräften belastet werden.

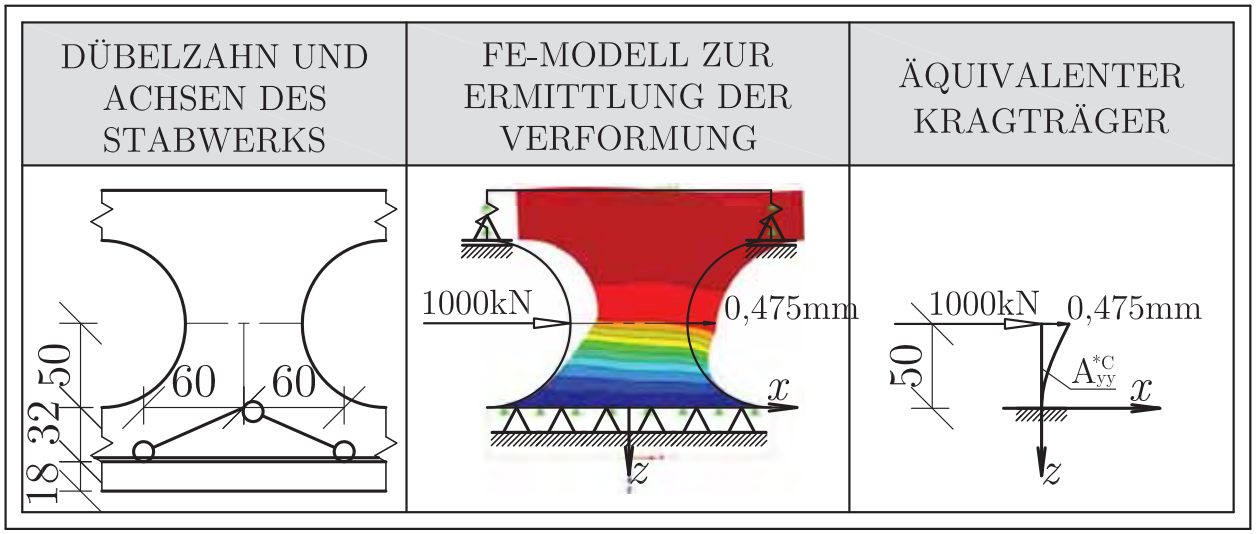


Abbildung 5.30: Ermittlung des Ersatz- Querschnitts für den Dübelzahn, Typ C

Die Ersatzfedersteifigkeit des einzelnen Dübelzahns wird nach (5.7) ermittelt.

$$k^{A}_{x,Zahn} = \frac{1000000}{0,475} = 2,11E6N/mm \tag{5.7}$$

Über die horizontale Durchbiegung u kann nach Formel (5.4) die Querschnitthöhe des Ersatzkragbalkens unter Vernachlässigung der Schubverformungen errechnet werden. Diese Höhe

h^{*A} ergibt sich zu $63mm$. In [Fra12a] wurde für h^{*A} auf der sicheren Seite liegend ein Maß von $57mm$ angenommen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das Modell mit der nach (5.4) ermittelten Höhe von $63mm$ untersucht.

Ersatzquerschnitt für den Dübelzahn des Plattentyps D

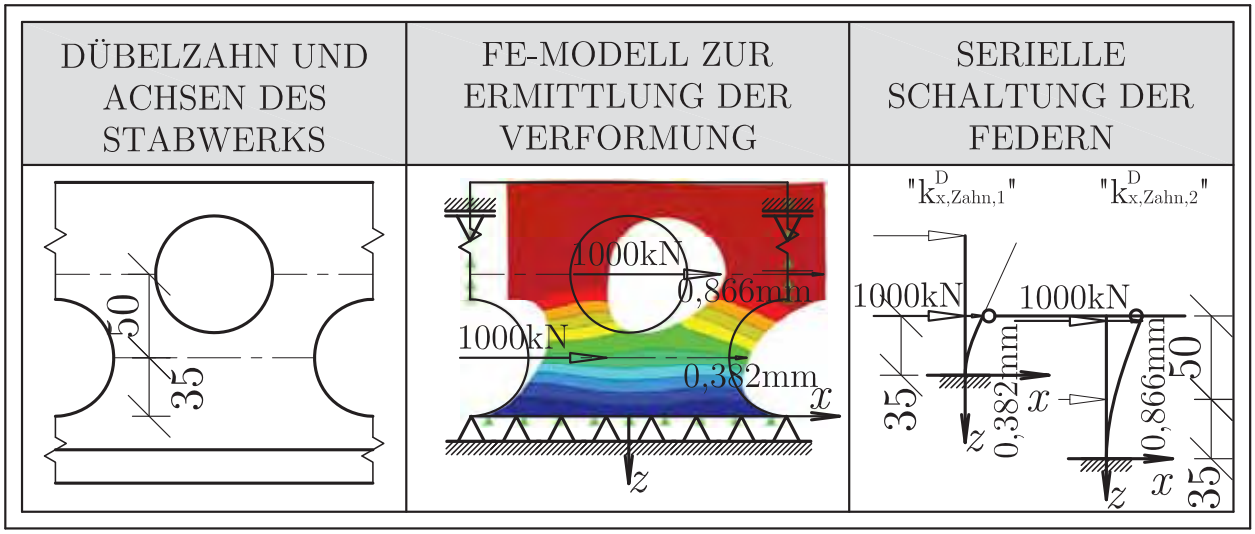


Abbildung 5.31: Ermittlung des Ersatz- Querschnitts für den Dübelzahn, Typ B

Im Rahmen dieser Arbeit wird kein Stabwerksmodell der Platte des Typs D untersucht. Da die Dübelfedersteifigkeit $k^D_{x,Zahn}$ jedoch zu einem späteren Zeitpunkt benötigt wird, wird deren Ermittlung in *Abbildung 5.31* gezeigt. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der horizontalen Verformung mit FEM bleibt unverändert zur Zahnform des Typs C. Aus den Horizontalverformungen werden getrennt, je für den unteren und den oberen Freischnitt, die Federsteifigkeiten $k^D_{x,Zahn,1}$ und $k^D_{x,Zahn,2}$ ermittelt.

$$k^D_{x,Zahn,1} = \frac{1000000}{0,382} = 2,62E6N/mm \tag{5.8}$$

$$k^D_{x,Zahn,2} = \frac{1000000}{0,866} = 1,15E6N/mm \tag{5.9}$$

Zur Ermittlung einer mittleren Zahnsteifigkeit wird, wie in *Abbildung 5.31* ganz rechts angedeutet, angenommen, dass sich die Betondruckstreben je einmal an einem unteren und an einem oberen Freischnitt abstützen. Dies entspricht einer seriellen Schaltung der zwei Federn $k^D_{x,Zahn,1}$ und $k^D_{x,Zahn,2}$. Die äquivalente Steifigkeit einer Einzelfeder wird somit gemäß (5.10) ermittelt und ergibt sich mit der vorliegenden Geometrie zu $1,60E6N/mm$.

$$\frac{1}{\frac{2}{k^D_{x,Zahn}}} = \frac{1}{\frac{1}{k^D_{x,Zahn,1}} + \frac{1}{k^D_{x,Zahn,2}}} \tag{5.10}$$

Betonstäbe

Bei den Eigenschaften und Definitionen der Betonstäbe gibt es qualitativ keine Unterschiede zum Plattentyp A. Die Querschnittsabmessungen weichen geringfügig von jenen aus *Abschnitt 5.2.2* ab und sind in *Abbildung 5.27* zusammengefasst.

5.2.3.3 Festlegung der Stabwerksgeometrie der Variante 1

Die *Abbildungen 5.32* und *5.33* zeigen die Hauptspannungstrajektorien und das Stabwerksmodell der ersten Variante zur Beschreibung der Tragfunktion der Platte des Typs C unter der gegebenen Belastung. Dieses Modell unterscheidet sich in einigen wenigen Punkten von jenem des Plattentyps A nach *Abschnitt 5.2.2.3*.

Die Stahlstäbe TOP und BOT inklusive der Kragstäbe mit dem Dübel- Ersatzquerschnitt, die Endprofile RB1 und RB2 und die Modellierung der steifen Endplatte sind unverändert zu Typ A. Die Regeldruckstreben zur Schubübertragung sind mit einer Neigung von 44° etwas flacher geneigt. Zudem verfügt das Modell für Typ C mit neun Druckstreben um eine Strebe weniger als jenes des Typs A. Die Betonstreben VS, die parallel zur $y-z$- Ebene liegen und die Dübelkronen und somit die vertikalen Durchbiegungen w_t und w_b koppeln, sind auch in dieser Modellvariante enthalten.

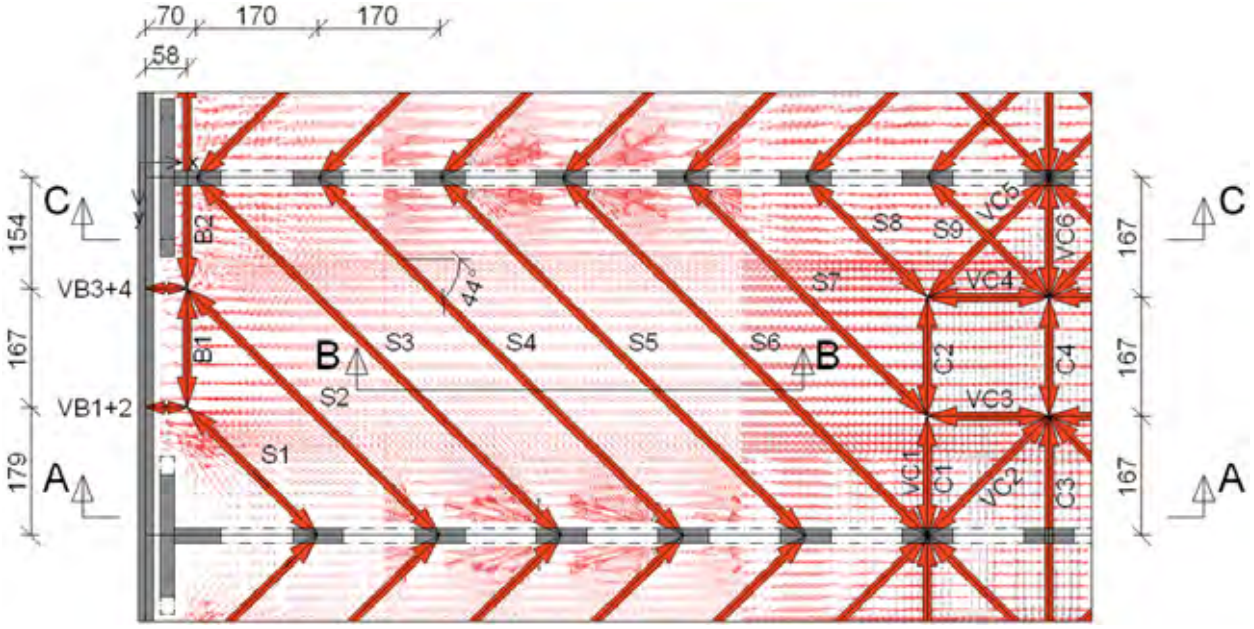
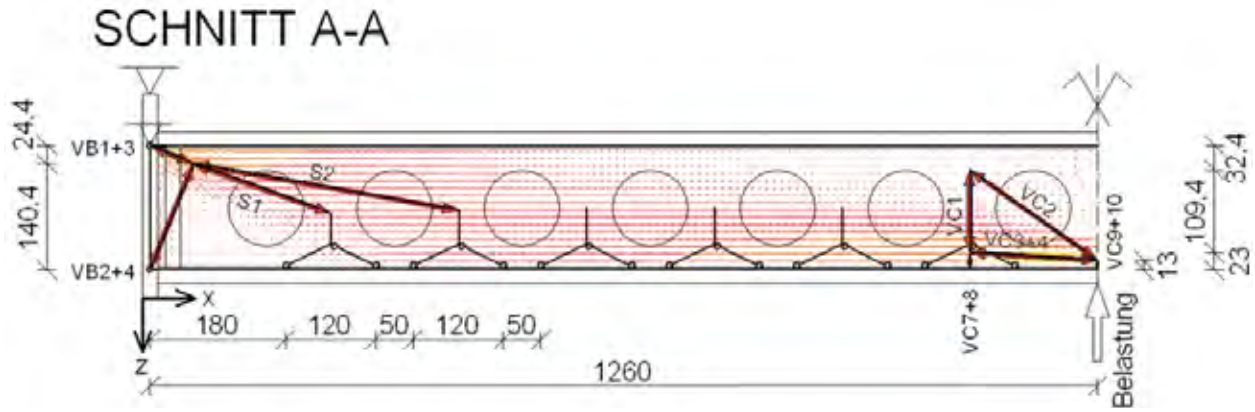
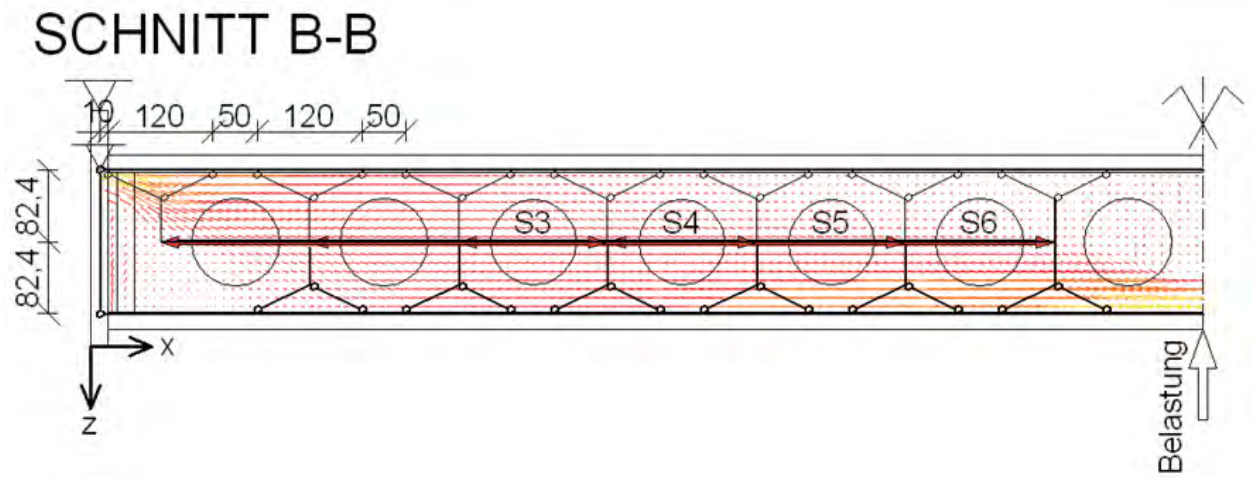


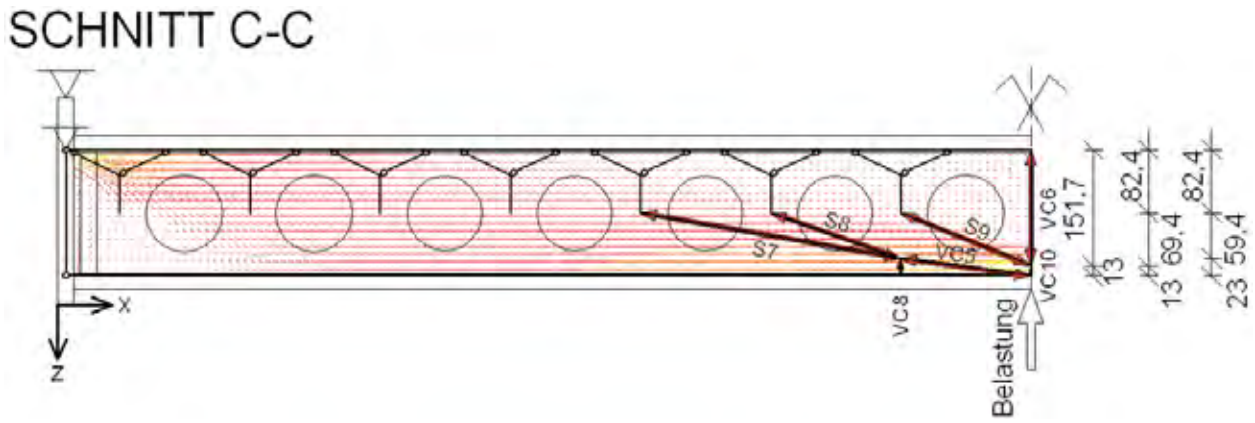
Abbildung 5.32: Grundriss des Stabwerksmodells von Variante 1 des Typs C [Fra12a]



(a) Schnitt A-A



(b) Schnitt B-B



(c) Schnitt C-C

Abbildung 5.33: Schnitte des Stabwerksmodells von Variante 1 des Typs C [Fra12a]

Das Sprengwerk in Auflagernähe, auf dem sich die Streben S1 und S2 abstützen, ist mit den zwei Stäben B1 und B2 im Vergleich zum Modell für Typ A ebenfalls um ein Element reduziert. Die Streben VB1 bis VB4 leiten auch bei diesem Modell die horizontalen Anteile

in x- Richtung und der vertikalen Anteile in z- Richtung zur Endplatte hin ab.

Die Modellierung des Störbereichs bei der Lasteinleitung in Feldmitte weicht vom Modell des Plattentyps A ab. Die Streben S7 und S8 stützen sich dabei am Sprengwerk, bestehend aus C1, C2 und VC5, ab. C1 steht mit der Strebe der angrenzenden Betonkammer im Gleichgewicht. Vertikale Umlenkkräfte der Streben S7 und S8 in z- Richtung werden über die Vertikalstäbe VC7 und VC8 zum biegesteifen Stab MB1 weitergegeben und von diesem zu den Profilen BOT geleitet. Die x- Komponenten der Stabkräfte von S7 und S8 werden über die Streben VC3 und VC4 zur $y-z$- parallelen, mittleren Symmetrieebene des Systems weitergeleitet. Alle Kraftkomponenten der Stäbe VC2 bis VC5 in x- Richtung stehen in dieser Ebene mit den Streben der zweiten Plattenhälfte im Gleichgewicht. Kraftkomponenten dieser Stäbe sowie von S9 in y- Richtung werden in Plattenmitte über die Streben C3 und C4 zum Rand der Betonkammer geleitet, wo sie mit den symmetrischen Streben der angrenzenden Kammer im Gleichgewicht stehen. Die Kraftkomponenten der Stäbe VC2 bis VC5 in z- Richtung bilden eine Gleichgewichtsgruppe mit der äußeren Belastung des Systems. Die resultierende Kraft des am nächsten zur Symmetrieebene liegenden Betondübels nimmt laut *Abbildung 5.25* mit der x- Achse einen Winkel von 82° ein. Um an dieser Stelle die vertikale Kraftkomponente qualitativ zutreffend zu erfassen, werden die Streben VC1 und VC2 eingeführt. VC6 dient zur Weitergabe der äußeren Belastung des Systems an den Biegestab TOP und stützt sich in der Kehle zwischen dem Schubdübelblech und dem Deckblech ab.

Abbildung 5.34 zeigt eine dreidimensionale Darstellung der Stahlstäbe des Berechnungsmodells, das im Programm RStab [Dlu09b] erstellt wurde. Diese Darstellung unterscheidet sich prinzipiell nicht von jener in *Abbildung 5.8*.

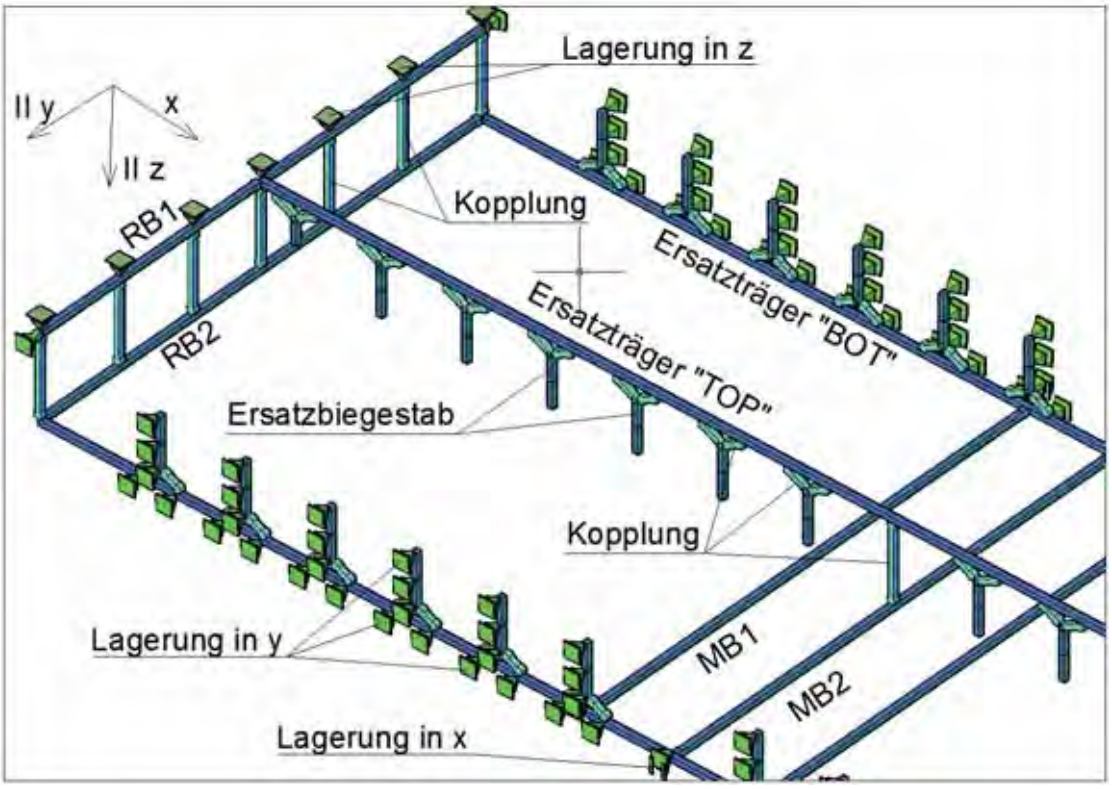


Abbildung 5.34: Dreidimensionale Ansicht der Stahlstäbe der Variante 1 von Typ C [Fra12a]

Abbildung 5.9 zeigt zusätzlich die Betonstäbe und die Koppelstäbe VS zwischen den Dübelkronen. Die Stäbe der Störbereiche sind in dieser Abbildung aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht beschriftet.

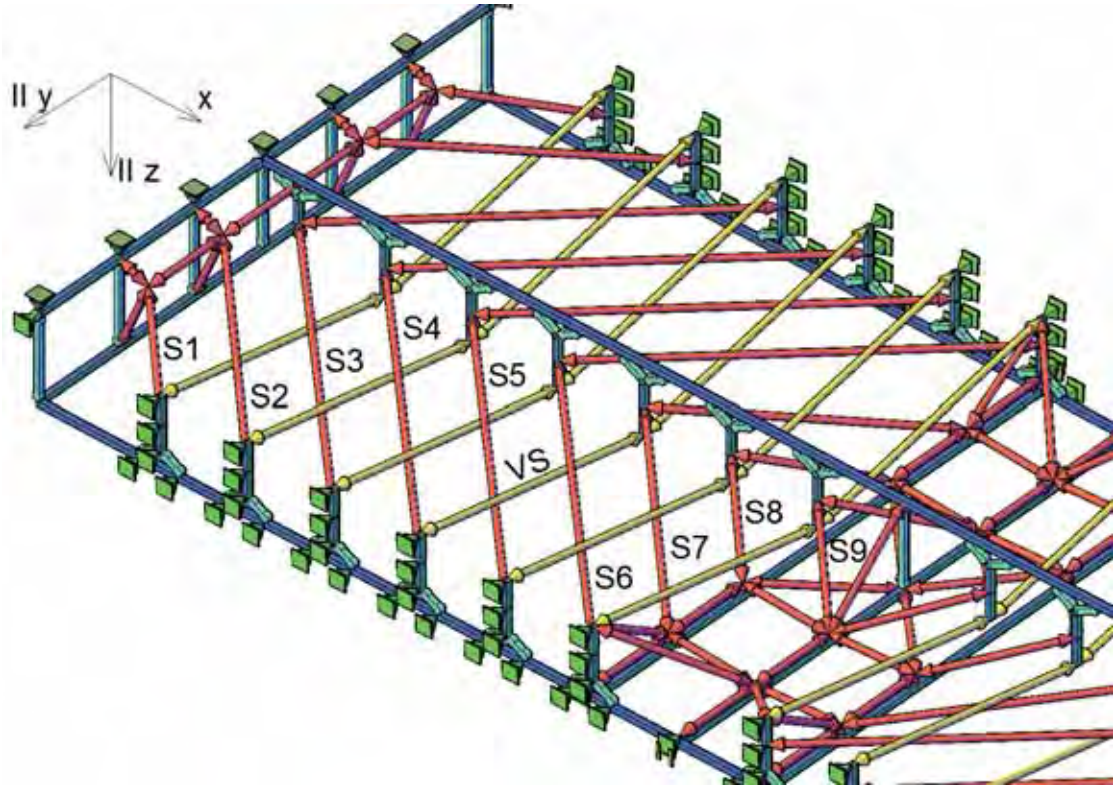
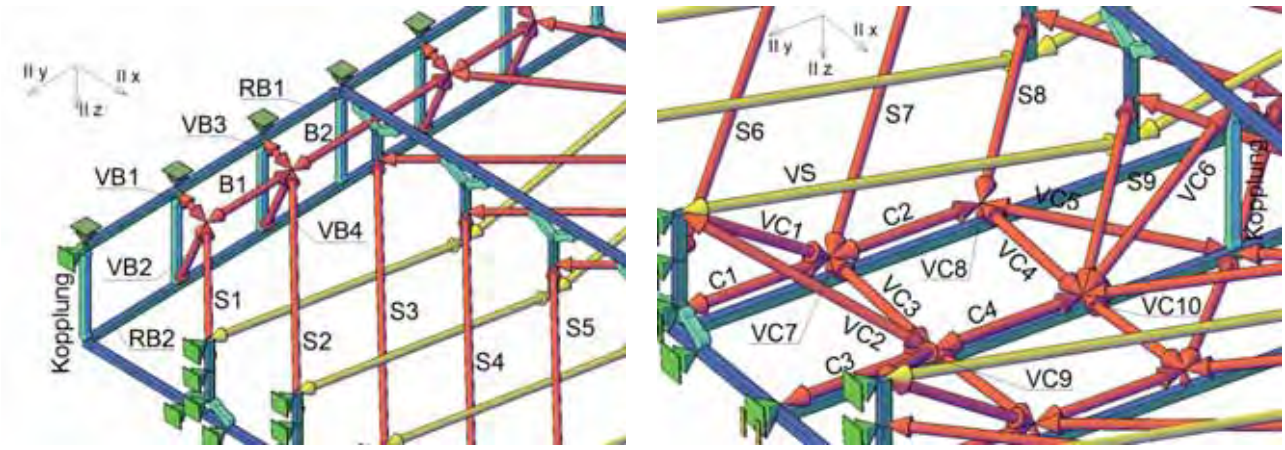


Abbildung 5.35: Ansicht der Stahl- und Betonstäbe der Variante 1 von Typ C [Fra12a]

Abbildung 5.36 zeigt dreidimensionale Detaildarstellungen der Störbereiche beim Auflager und bei der Lasteinleitung inklusive der Bezeichnungen aller Stäbe.



(a) Detail beim Auflager (b) Detail bei der Lasteinleitung

Abbildung 5.36: Detailansichten der Stahl- und Betonstäbe der Variante 1 von Typ C [Fra12a]

5.2.3.4 Festlegung der Stabquerschnitte der Variante 2

Um die Vierendeelwirkung der Schubdübelleiste zu erfassen, wird als zweite Variante ein etwas aufwändigeres Stabwerksmodell erstellt. Diese Variante basiert auf dem Ersatz der Lochleiste durch einen aus biegesteif verbundene Stahlstäben bestehenden Rahmenstab. Eine genauere Erläuterung der Vorgehensweise folgt in den folgenden Beschreibungen. *Abbildung 5.37* zeigt die Zusammenstellung der verwendeten Querschnitte der zweiten Variante der Modellbildung.

STAHL (f_y=363 N/mm²)

Bezeichnung	Skizze	A [cm²]	A_{zz} [cm⁴]	A_{yy} [cm⁴]
TOP	Bl.20.1000, 39,3, Bl.20.30, 10,7	206	107,57	-
BOT	Bl.10.30, 10,7, 39,3, Bl.20.500	103	53,79	-
RB1	83,1, Bl.20.100, 16,9	116	-	28784
RB2	Bl.20.100, 83,1, 16,9, Bl.20.500	116	-	28784
MB1, MB2	Bl.20.340	-	22,67	-
Ers.biegest. 1	Bl.20(10).51	10,20	22,11	-
Ers.biegest. 2	Bl.20(10).30	6,00	4,5	-
Steife (TOP)	oben Bl.20.220	44	-	14,67
	unten Bl.20.120	24	-	8
Steife (BOT)	oben Bl.20.60	12	-	4
	oben Bl.20.110	22	-	7,33

Beton (f_{cm}=58 N/mm²)

Bezeichnung	Skizze	A [cm²]
S1, VS B1, B2 VC1, VC2	80, 80	64
S2- S9 VC7- VC10	120, 160	192
VB1, VB3	170, 30	51
VB2, VB4	170, 50	85
C1- C4 VC3- VC5	160, 50	80
VC6	120, 80	96

Abbildung 5.37: verwendete Querschnitte in Variante 2 des Stabwerksmodells für Typ C

Stahl- Grundquerschnitte

Abgesehen von der abweichenden Modellierung der Grundquerschnitte TOP und BOT sind in Variante 2 alle Stäbe gleich wie in Variante 1 nach *Abschnitt 5.2.3.2*. Es wird daher im Folgenden nur auf die Modellierung der Grundquerschnitte eingegangen.

In *Abbildung 5.38* ist ein Ausschnitt aus der Lochleiste des Typs C dargestellt, der farblich in Bereiche unterteilt ist. Jeder dieser Bereiche wird durch Stäbe modelliert. Jedem dieser Stäbe wird, wie aus *Abbildung 5.37* ersichtlich ist, sowohl die Eigenschaft einer Fläche als auch jene einer Biegesteifigkeit zugewiesen.

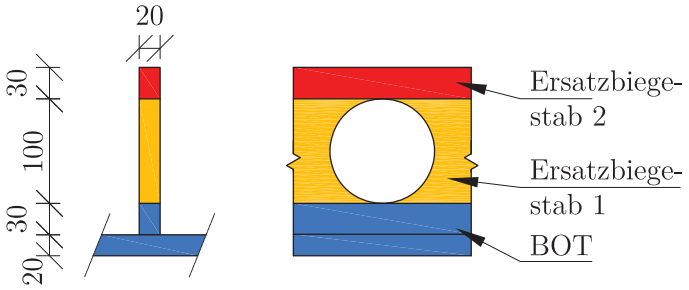


Abbildung 5.38: Bereichseinteilung für die Modellierung der Lochleiste

Die Höhe der durchgehenden Teile der aufgeschweißten Lochleisten beträgt $30mm$. Der in *Abbildung 5.38* blau dargestellte Grundquerschnitt BOT bestehet somit, genau wie auch der Grundquerschnitt TOP, aus den außen liegenden Stahlblechen und diesen $30mm$ hohen Blechteilen. Die orange eingefärbten Bereiche werden im Berechnungsmodell durch Stäbe des konstanten Querschnitts „Ersatzbiegestab 1“ und der rot eingefärbte, durchgehende Bereich durch den „Ersatzbiegestab 2“ abgebildet. Die Verbindungen zwischen den Grundquerschnitten TOP respektive BOT mit den Ersatzbiegestäben 1 sowie die Verbindungen der Ersatzbiegestäbe 1 mit den Ersatzbiegestäben 2 erfolgt, genau wie der Anschluss der Dübelzahn-Ersatzkragträger in Variante 1, mit gelenkigen Koppelstäben. *Abbildung 5.39* zeigt das modellierte Ersatzsystem inklusive dessen Abmessungen. Die Bezeichnung „Ersatzlängsträger“ stammt aus [Fra12a] und ist nach der Nomenklatur der vorliegenden Arbeit gleeichwertig mit TOP oder BOT.

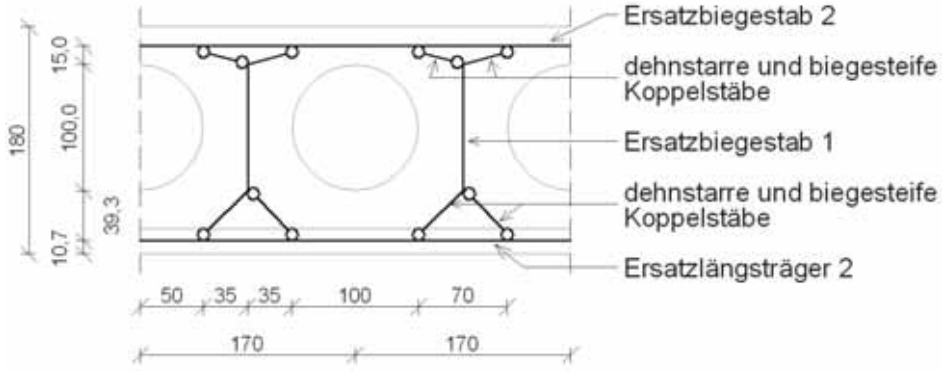
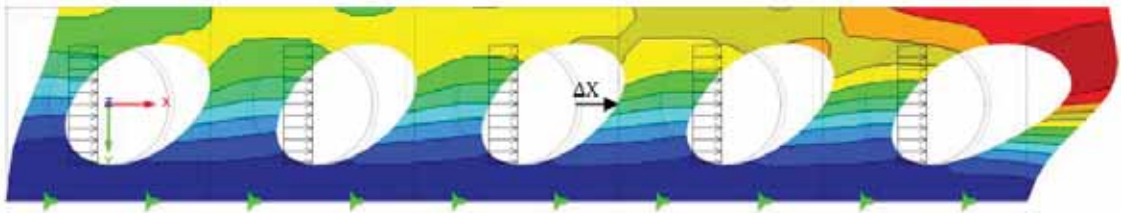


Abbildung 5.39: Ersatzsystem zur Modellierung der Lochleiste[Fra12a]

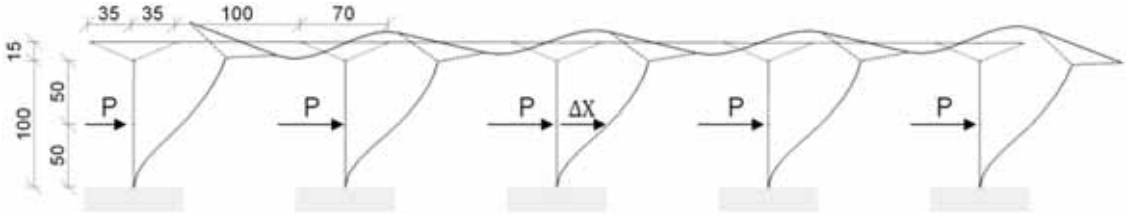
Querschnittsermittlung für Ersatzbiegestäbe

Der Querschnitt des in *Abbildung 5.37* dargestellten Ersatzbiegestabs 1 wird, wie zuvor die

Ersatz- Stahldübelquerschnitte, über einen Verschiebungsvergleich ermittelt. *Abbildung 5.40* zeigt die prinzipielle Vorgehensweise und die verwendeten Modelle dazu.



(a) Verschiebungsermittlung der Lochleiste mit FEM



(b) Ersatzsystem für den Verschiebungsvergleich

Abbildung 5.40: System zur Ermittlung der Querschnitte des Ersatzsystems [Fra12a]

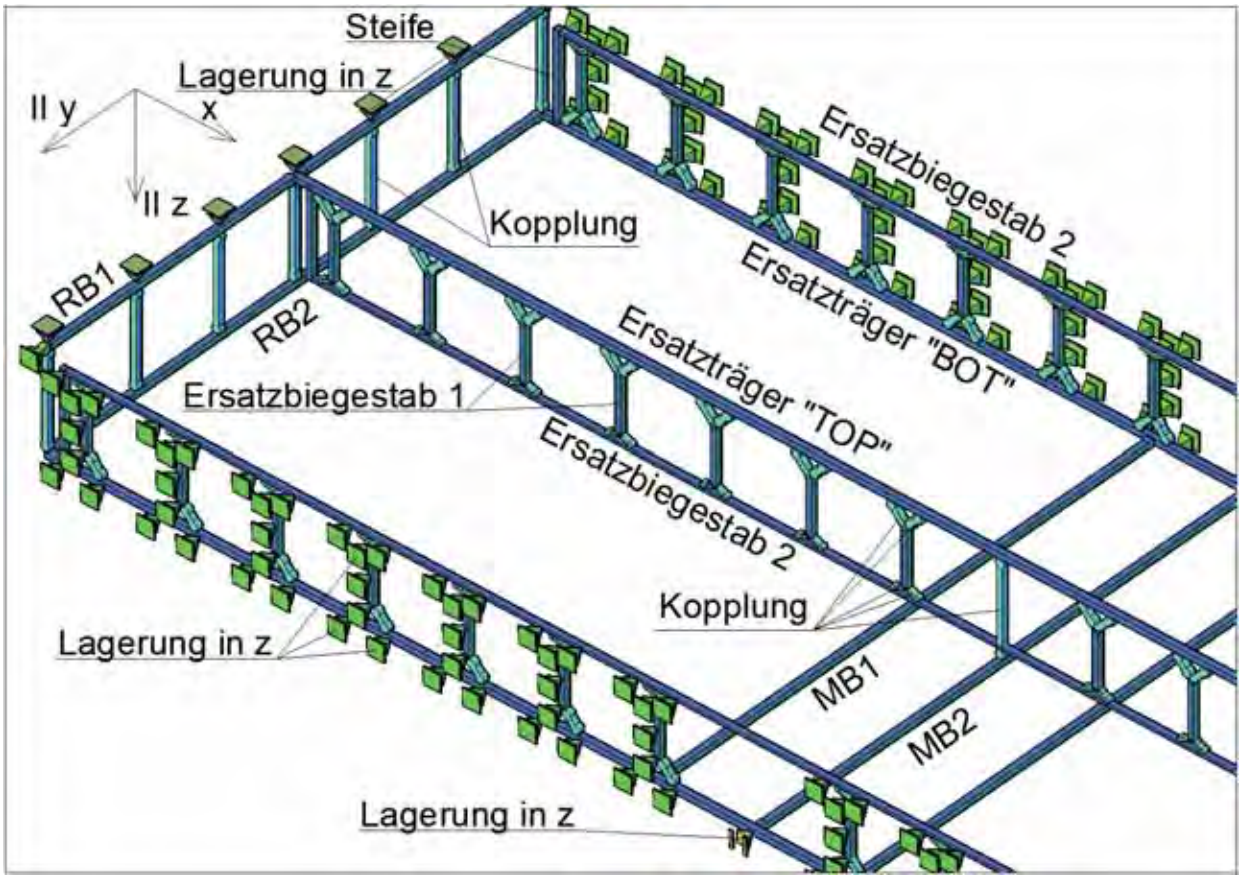


Abbildung 5.41: Dreidimensionale Ansicht der Stahlstäbe der Variante 2 von Typ C [Fra12a]

Zunächst wird ein am unteren Rand eingespannter Ausschnitt aus der Lochleiste im Programm RFEM [Dlu09a] mit linearen finiten Schalenelementen modelliert und durch je eine Einheitskraft pro Freischnitt belastet. Dann werden am eingespannten Ersatzsystem die gleichen Kräfte angesetzt und der Querschnitt „Ersatzbiegestab 1“ iterativ ermittelt. Die Verschiebungen Δx müssen dabei für das Ergebnis der finiten Elemente und der Stabwerksberechnung gleich sein.

5.2.3.5 Festlegung der Stabwerksgeometrie der Variante 2

Abbildung 5.41 zeigt die dreidimensionale Darstellung der Stahlstruktur des Berechnungsmodells von Variante 2. Zusätzlich zu den beschriebenen Ersatzbiegestäben fällt in dieser Abbildung auf, dass auch „Steifen“ bei den Auflagern eingeführt werden. Diese Stäbe stellen die in *Abschnitt 2.4.3* beschriebenen *„Auflagersteifen“* dar und dienen dazu, die Ersatzquerschnitte 2 an den Trägerenden zusätzlich zu verankern. Die Darstellung der Betonstäbe der Modellvariante 2 kann an dieser Stelle entfallen, da diese exakt jenen aus Variante 1 entsprechen.

5.2.3.6 Lagerung und Belastung des Modells

Sowohl die Lagerung als auch die Belastung des Modells des Plattentyps C sind äquivalent zum Plattentyp A in *Abschnitt 5.2.3.6* und *5.2.3.6.* Auf eine erneute Beschreibung kann daher hier verzichtet werden.

5.2.3.7 Vergleich der Teilschnittgrößen

Im Folgenden erfolgt wieder die Gegenüberstellung der Teilschnittgrößen, Durchbiegungen und Spannungen der Teilschnittgrößen der Stabwerksberechnungen und des, in *Abschnitt 4.5* festgelegten FE Modells. Dies dient zum einen der prinzipiellen Bestätigung der Stabwerksmodelle und zum anderen der Beurteilung der Treffsicherheit der einzelnen Modellvarianten.

Die Ergebnisse der FE- Berechnung werden nach dem Prinzip ermittelt, das bereits in *Abschnitt 5.2.2.6* ausführlich beschrieben wurde. Da bei Modellvariante 1 des Stabwerks für die Querschnitte TOP und BOT je ein Stegblech in der Höhe von $160mm$ berücksichtigt wird, müssen die Vergleichsschnittgrößen dieser Variante aus Schnitten durch den gesamten Oberbeziehungsweise den gesamten Unterteil des FE- Modells gewonnen werden. Für Modellvariante 2 werden die Teilschnittgrößen, gleich wie beim Plattentyp A, durch Integration der Spannungen über die Schnittflächen durch die Sets „Grundquerschnitt“ des Ober- und des Unterteils des FE-Modells ermittelt. Außerdem muss die Lage der Schnitte zur Abfrage der Ergebnisse an die Geometrie der Lochleiste angepasst werden. In *Abbildung 5.42* sind die Schnitte für Plattentyp C dargestellt.

Zur Auswertung wird prinzipiell der gleiche Querschnitt zu Grunde gelegt, wie auch für Typ A. Lediglich die Querschnittsteile, die die Dübelleisten repräsentieren, müssen angepasst werden. *Abbildung 5.43* zeigt Querschnitte, Schnittgrößendefinitionen und betrachtete Normalspannungen für beide diskutierten Varianten.

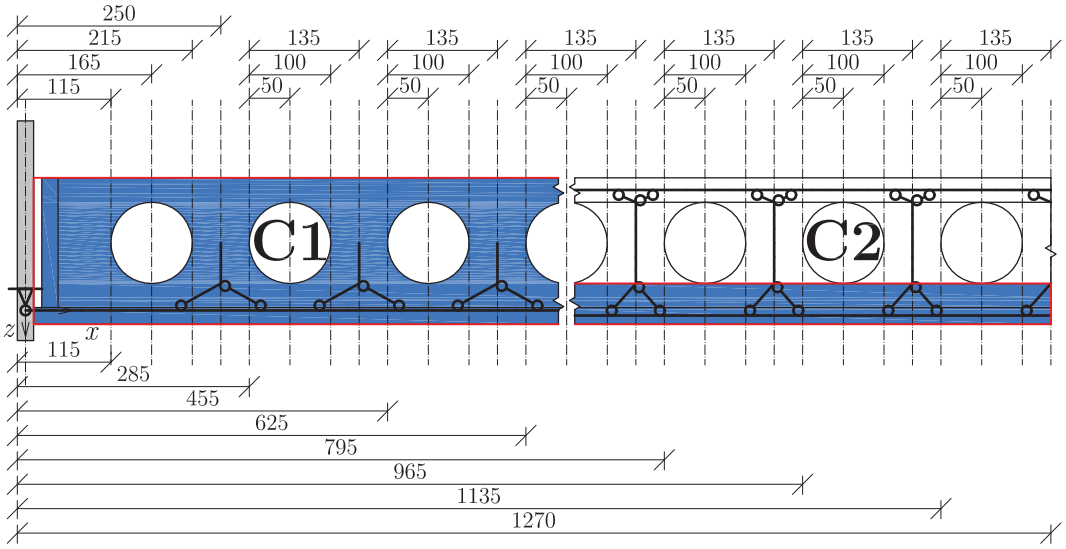


Abbildung 5.42: Lage der Schnitte zur Auswertung des FE- Modells- Typ C

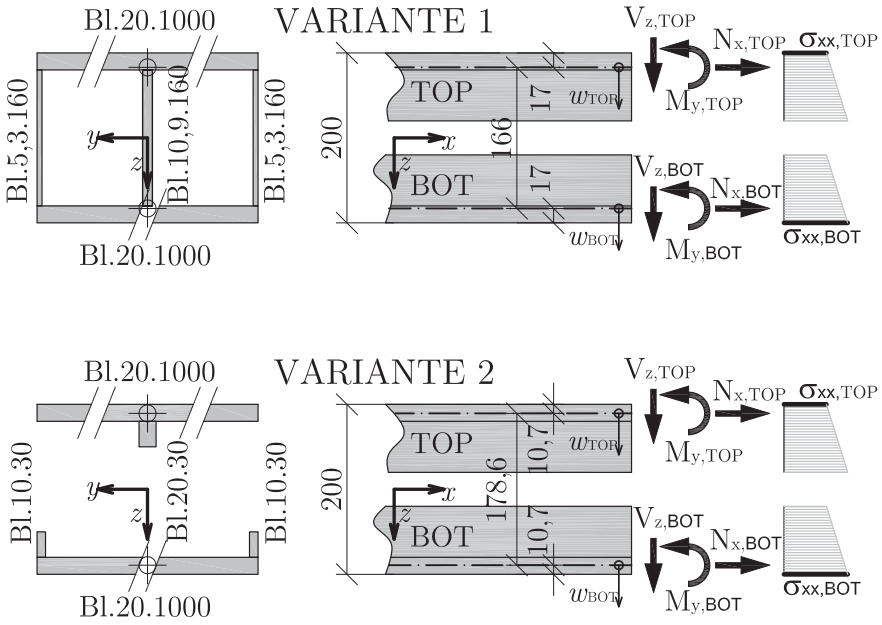


Abbildung 5.43: Querschnitte, Schnittkräfte und Spannungen für Ergebnisvergleich- Typ C

Die *Abbildungen 5.44* und *5.45* zeigen die Vergleiche der Normalkräfte N_x der Teilquerschnitte TOP und BOT beider Varianten. Es zeigt sich für beide Modellvarianten ein sehr ähnliches Bild, wie bei Typ A. Sowohl die Variante C/1 als auch die Variante C/2 der Stabwerksberechnung nähern die Normalkräfte im oberen Teilquerschnitt sehr gut an, während es am unteren Teilquerschnitt zu moderaten Abweichungen kommt, die durchwegs auf der sicheren Seite liegen. Die maximalen Abweichungen liegen auch bei Typ C lokal nahe der Feldmitte des unteren Teilquerschnitts. Sie betragen für Modellvariante 1 rund 50% und für Modellvariante 2 rund 30%. Die Stabwerksvariante 2 ergibt somit hinsichtlich der Normalkräfte die treffsichereren Ergebnisse.

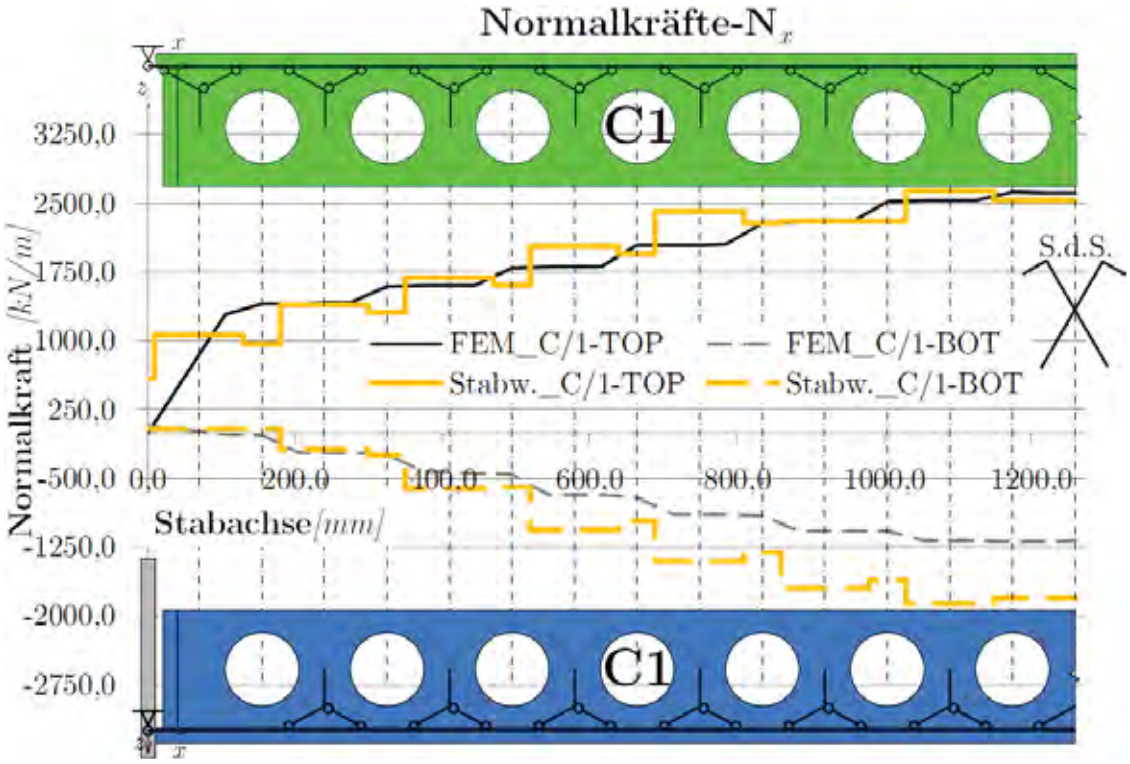


Abbildung 5.44: Vergleich der Normalkraftverläufe der Teilquerschnitte

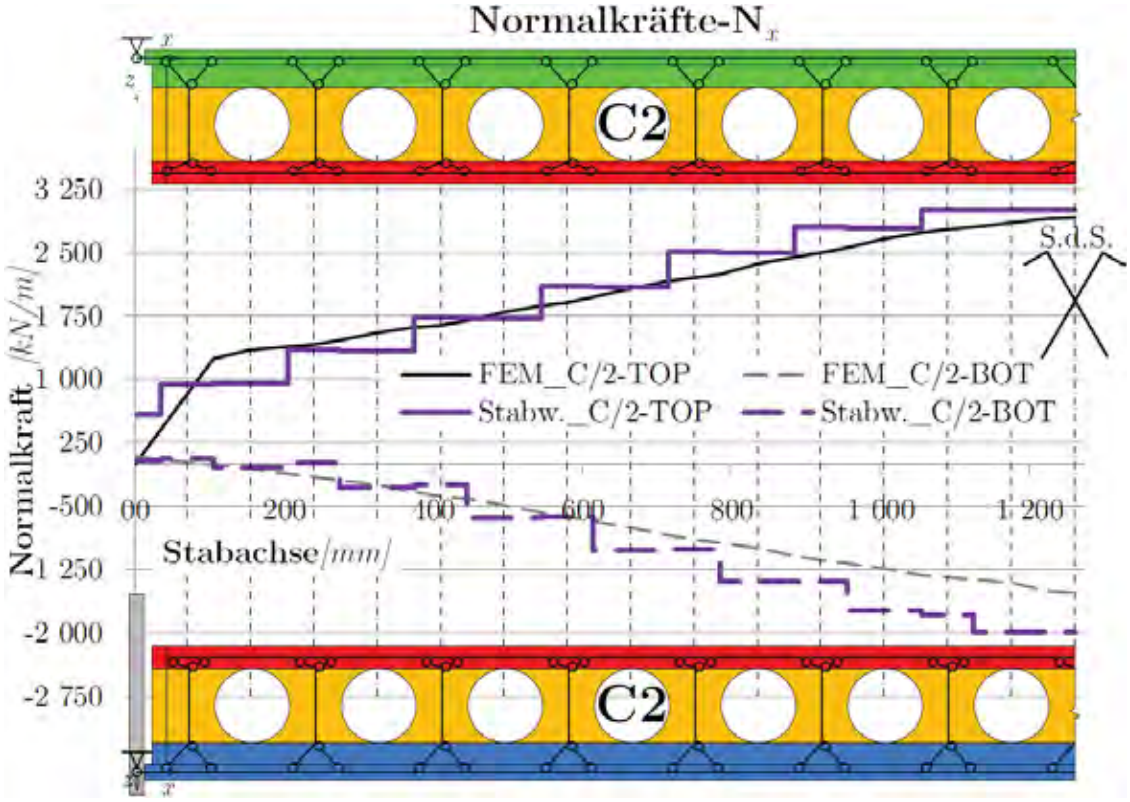


Abbildung 5.45: Vergleich der Normalkraftverläufe der Teilquerschnitte

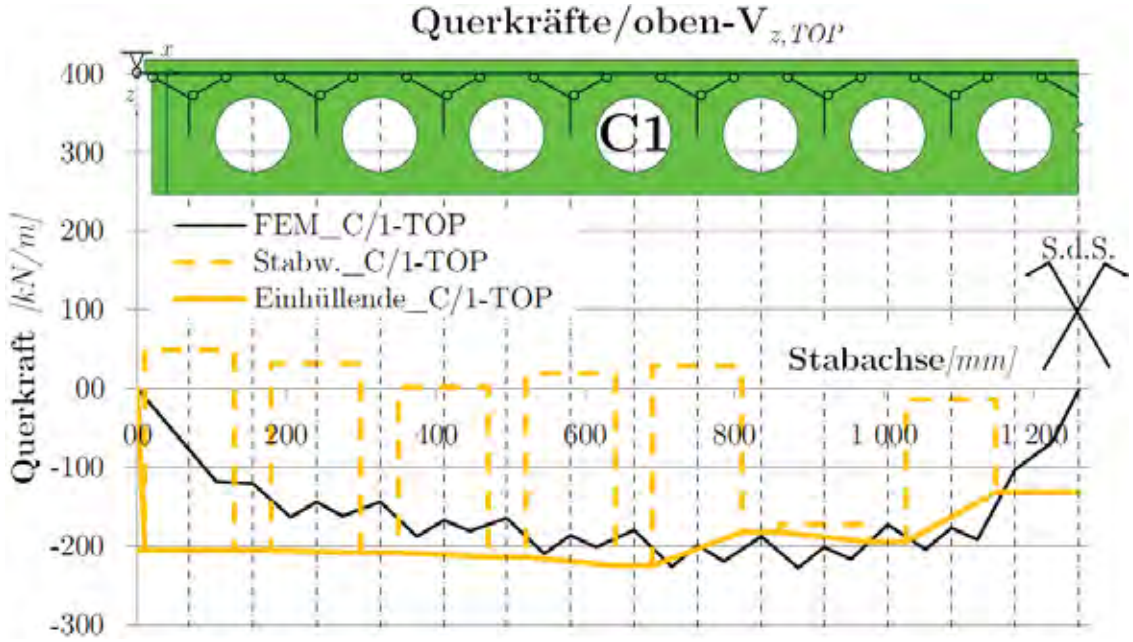


Abbildung 5.46: Vergleich der Querkraftverläufe des Querschnitts TOP

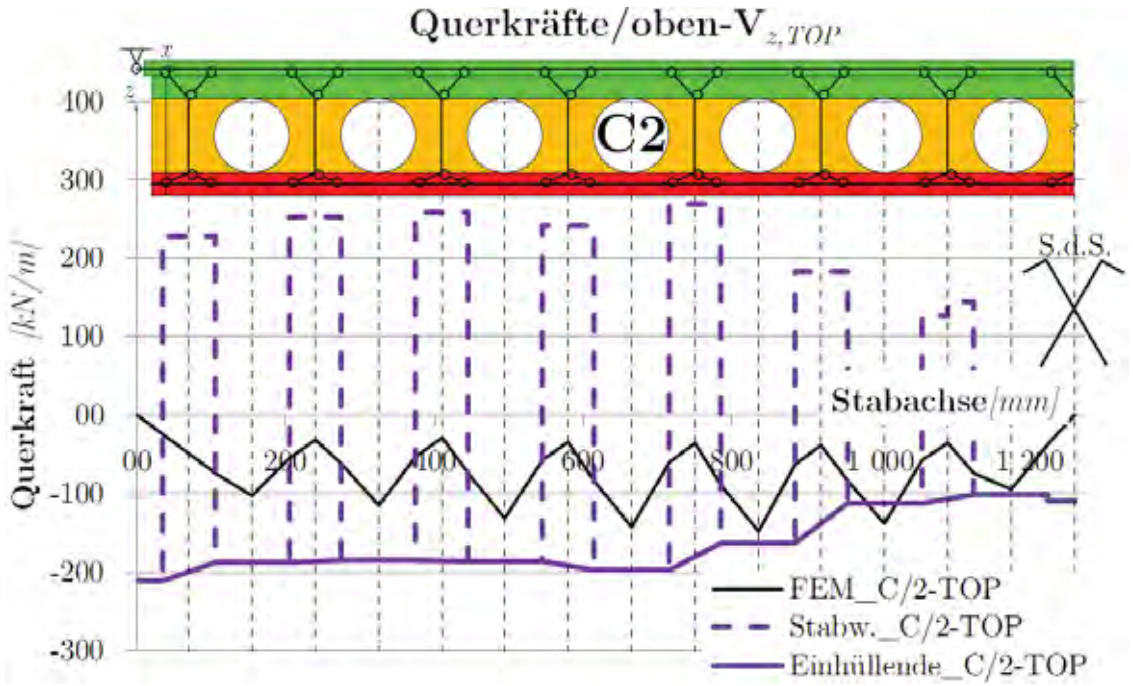


Abbildung 5.47: Vergleich der Querkraftverläufe des Querschnitts TOP

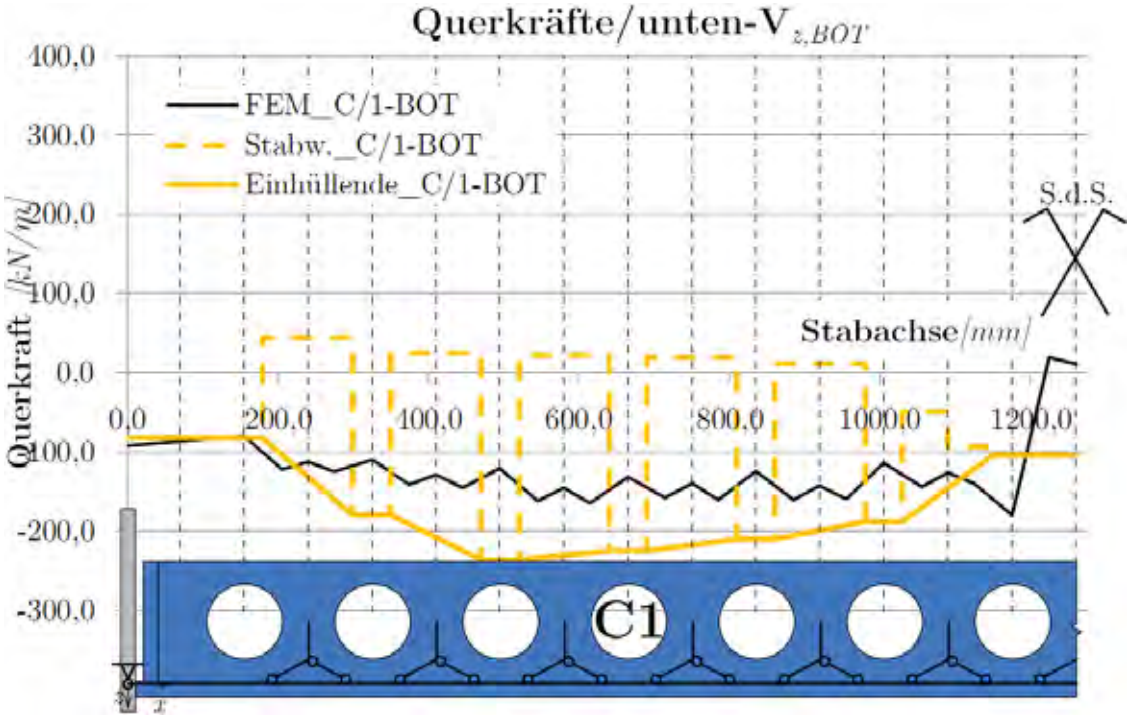


Abbildung 5.48: Vergleich der Querkraftverläufe des Querschnitts BOT

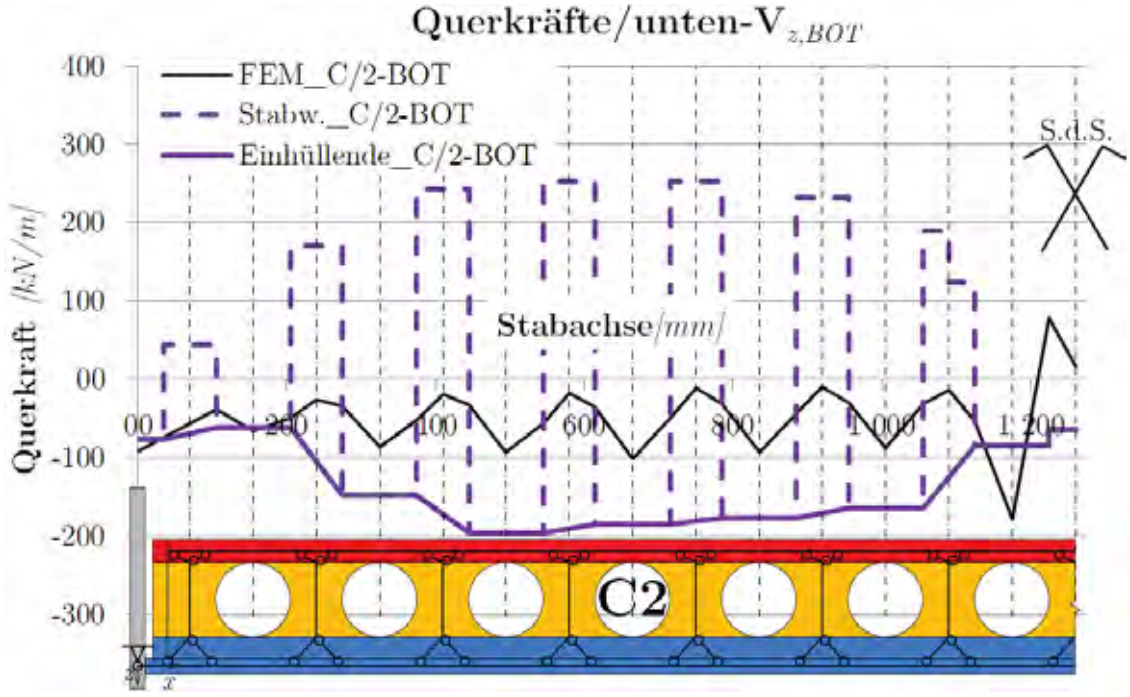


Abbildung 5.49: Vergleich der Querkraftverläufe des Querschnitts BOT

In den *Abbildungen 5.46* bis *5.49* werden die Teilquerschnitts- Querkräfte $V_{z,TOP}$ und $V_{z,BOT}$ beider Varianten mit den Ergebinssen der FE- Simulation verglichen. Dazu werden wieder

die Einhüllenden der Querkraftordinaten herangezogen. Auch die Querkraftvergleiche ergeben durchwegs bessere Übereinstimmungen an den oberen Teilquerschnitten. Für diese Schnittkraft gilt ebenfalls, dass die Modellvariante 2 tendenziell die betragsmäßig kleineren Abweichungen zu den Ergebnissen des FE- Modells ergibt.

Der Vergleich der Teilquerschnittsmomentenlinien $M_{y,TOP}$ und $M_{y,BOT}$ mit den entsprechenden Verläufen aus der FE- Berechnung in den *Abbildungen 5.50* bis *5.53* zeigt deutliche Unterschiede zwischen den beiden Modellvarianten. Bei Variante 1 sind die Teilquerschnitte TOP und BOT auf Grund der hohen Ersatzstegbleche deutlich biegesteifer. Das Verhältnis der Trägheitsmomente der Teilquerschnitte beider Varianten liegt bei rund 15 während sich die Querschnittsflächen kaum unterscheiden. Die relativ große Steifigkeit der Variante 1 bedingt, dass mehr Vertikallast über Teiquerschnittsbiegung abgetragen wird als in Variante 2. Daher sind die sich ergebenenden Biegemomente der ersten Variante um einen Faktor von rund $7 - 8$ größer als jene der zweiten Variante. Die Höhe der Zacken in den Momentenlinien, also die Absolutwerte der Momentendifferenzen an den Stellen der Einleitung aus den Stahldübelzähnen, sind hingegen bei beiden Varianten in einer vergleichbaren Größenordnung.

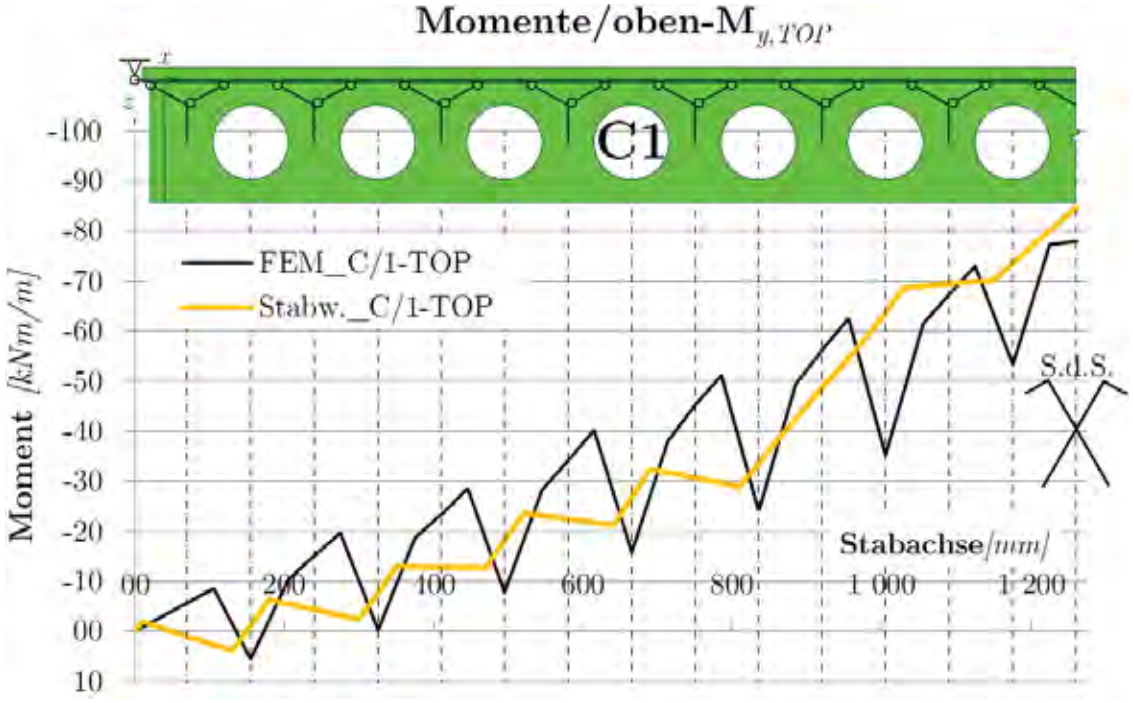


Abbildung 5.50: Vergleich der Biegemomentenverläufe des Querschnitts TOP

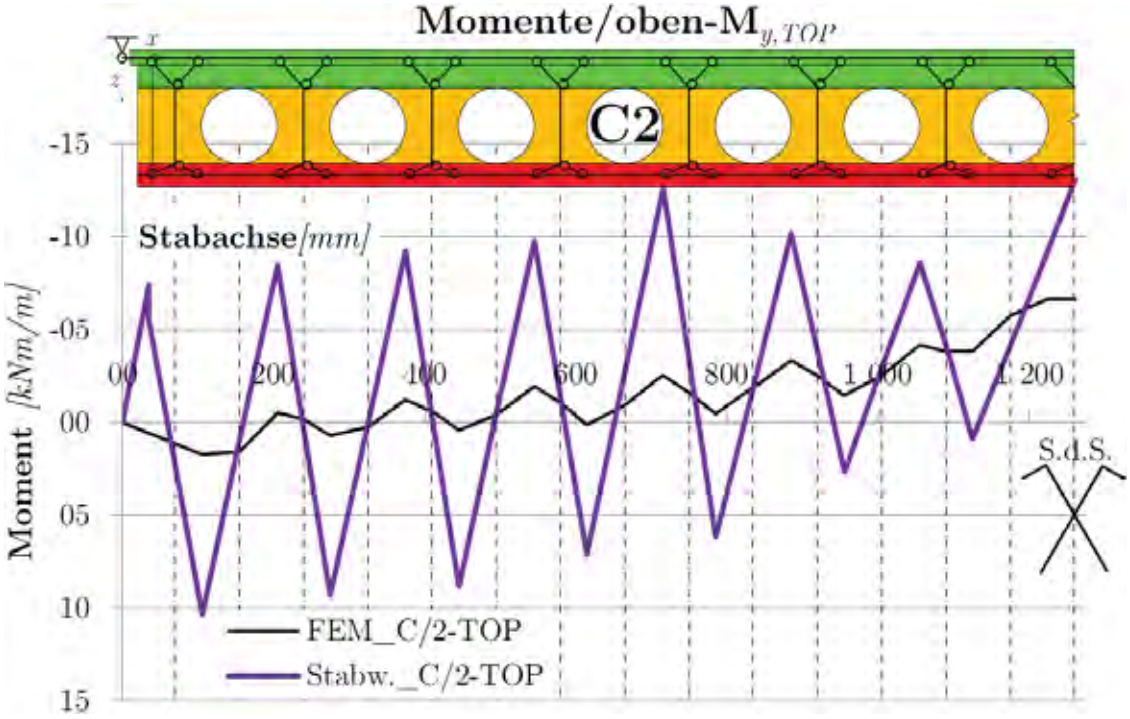


Abbildung 5.51: Vergleich der Biegemomentenverläufe des Querschnitts TOP

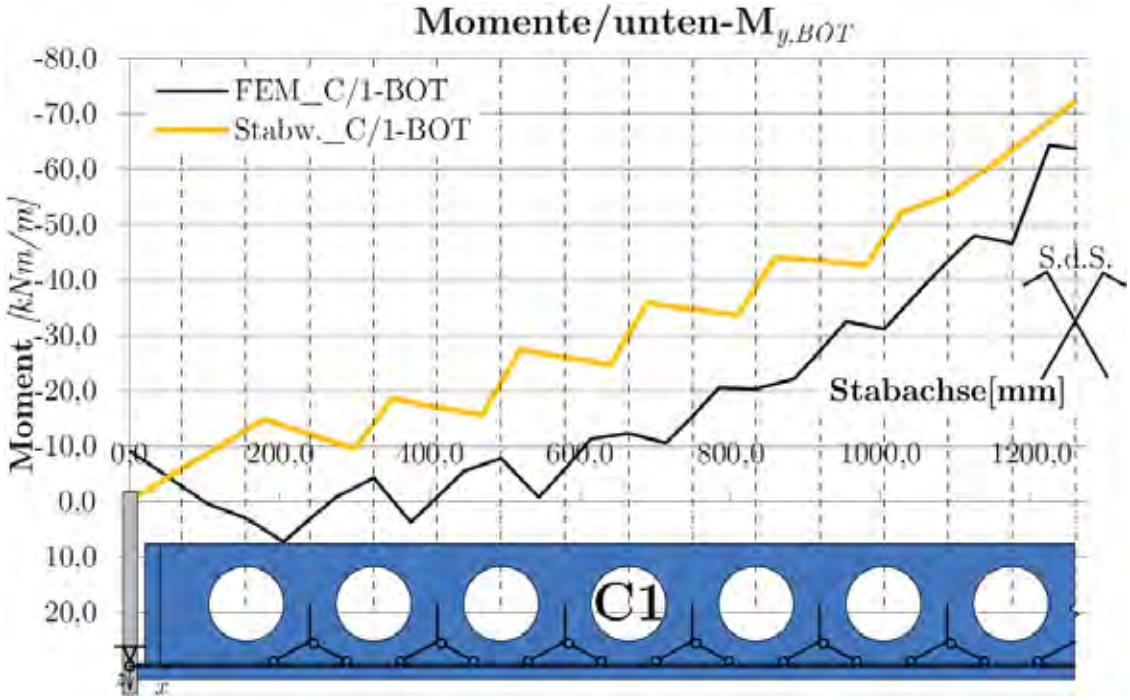


Abbildung 5.52: Vergleich der Biegemomentenverläufe des Querschnitts BOT

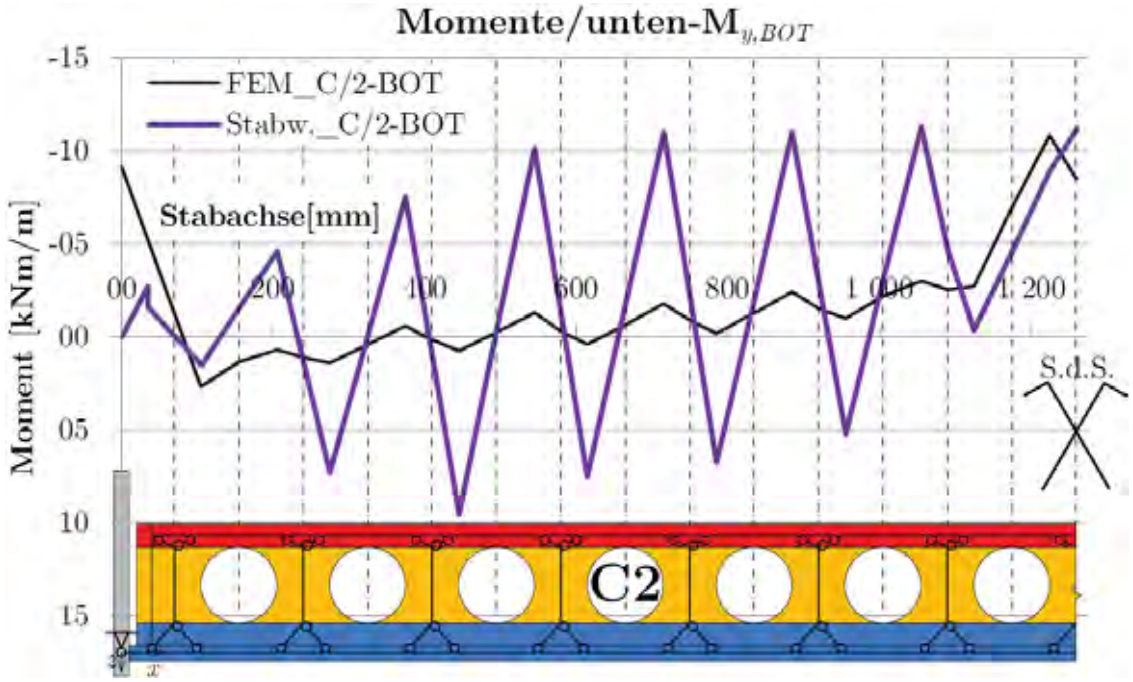


Abbildung 5.53: Vergleich der Biegemomentenverläufe des Querschnitts BOT

Auffällig ist, dass die Modellvariante 1 für den oberen Teilquerschnitt TOP wieder eine relativ gute Näherung darstellt, während am unteren Teilquerschnitt BOT Abweichungen zu den FE- Ergebnissen in der Größenordnung von bis zu 100% feststellbar sind. Für die Modellvariante 2 ergeben sich, genau wie auch für Plattentyp A, deutlich zu große Zacken in der Momentenlinie. Qualitativ werden die Verläufe des FE- Modells jedoch durch die Variante 2 sehr treffsicher beschrieben. Der Verlauf der Mittelwerte zwischen den Zacken stimmt für beide Teilquerschnitte relativ genau mit den Verläufen des FE- Modells überein. Auch die Lage der Momentenspitzen wird durch die Ergebnisse der Stabwerksberechnung gut angenähert.

5.2.3.8 Vergleich der Verformungen und Spannungen der außen liegenden Bleche

Zuletzt werden die Durchbiegungen w sowie die luftseitigen Normalspannungen σ_{xx} im oberen und unteren Deckblech verglichen. *Abbildung 5.54* zeigt den Verlauf der Durchbiegungen w. In diesem Diagramm sind jeweils die Verläufe von oberem und unterem Deckblech sowohl für das FE- Modell als auch für beide Stabwerksvarianten eingetragen. Zusätzlich enthält es die Messwerte der Labormessung. Auch für die Platte des Typs C stehen Messwerte an vier Punkten zur Verfügung, die im Diagramm teilweise deckungsgleich sind.

Prinzipiell liefern beide Varianten gute Näherungswerte für die Durchbiegungsverläufe. Allerdings weist die Modellvariante 1 bezüglich der Approximation der Biegelinie zwei deutliche Schwächen auf. Zum einen wird der Krümmungswechsel in der Nähe des Auflagers kaum abgebildet und zum anderen entstehen deutlich erkennbare Differenzverformungen zwischen

oberem und unterem Teilquerschnitt. Diese Differenzverformung zwischen der Biegelinie des oberen Stabes TOP und des unteren Stabes BOT beträgt in Feldmitte rund $1mm$.

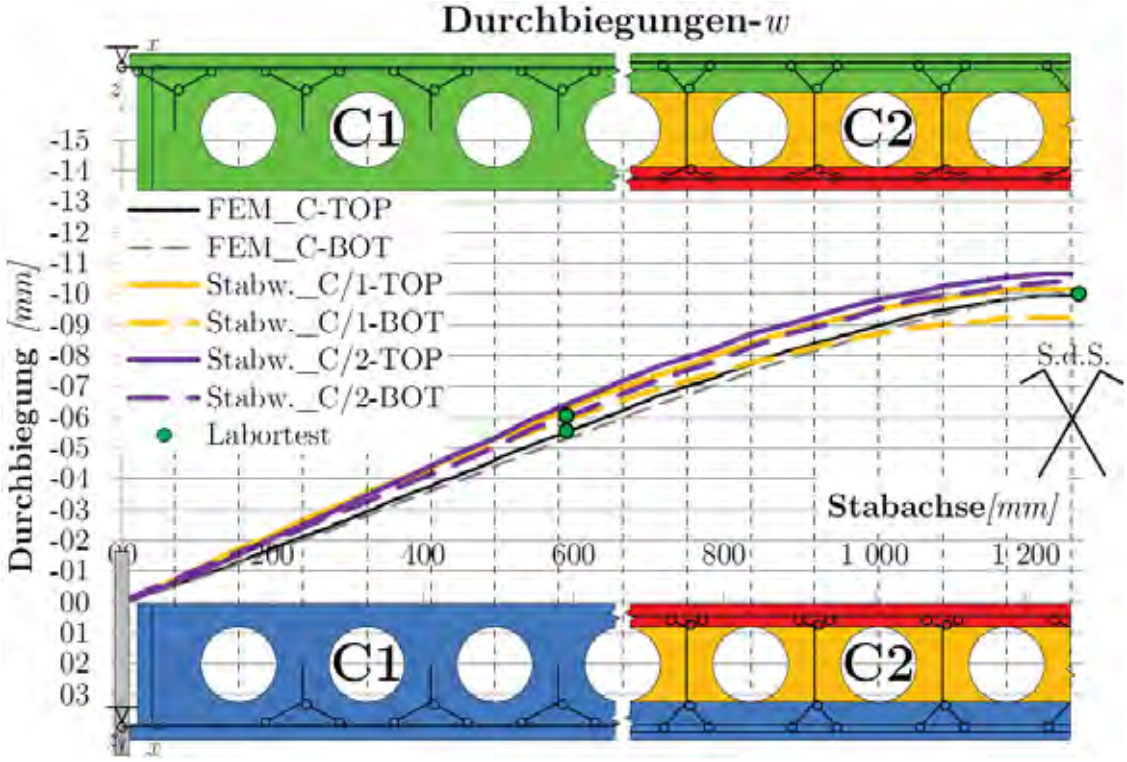


Abbildung 5.54: Vergleich der Biegelinie

Die zweite Variante der Stabwerksberechnung weist keine dieser beiden Schwächen auf. Der Krümmungswechsel der Biegelinie, der rund $400\,mm$ neben dem Auflager auftritt,wird gut erfasst und die Differenzverformungen zwischen den Stäben TOP und BOT liegen mit maximal rund $0,4mm$ im vernachlässigbaren Bereich. Die absoluten Biegeordinaten der Modellvariante 2 sind etwas größer als jene der Variante 1 und liegen in Bezug auf die Messwerte und die FE- Berechnung durchwegs auf der sicheren Seite. Die Überschätzung der Durchbiegungen im Vergleich zu den Ergebnisverläufen aus ABAQUS liegen bei rund 7% in Feldmitte und maximal rund 15% im Viertelspunkt der Plattenspannweite.

Die *Abbildungen 5.55* und *5.56* zeigen die Vergleiche der Normalspannungen σ_{xx} an den in *Abbildung 5.43* definierten Fasern. Diese Abbildungen der Spannungsverläufe zeigen die Unterschiede zwischen den beiden Modellvarianten am deutlichsten.

Die Spannungsspitzen der FE- Berechnung am unteren Teilquerschnitt nahe dem Auflager sowie in der Nähe der Feldmitte wurden bereits in *Abschnitt 5.2.2.7* eingehend erläutert. Da die Ursachen dieser Bereiche großer Spannungsgradienten im FE- Modell bei Plattentyp C die gleichen sind wie bei Plattentyp A, besteht an dieser Stelle kein weiterer Erklärungsbedarf.

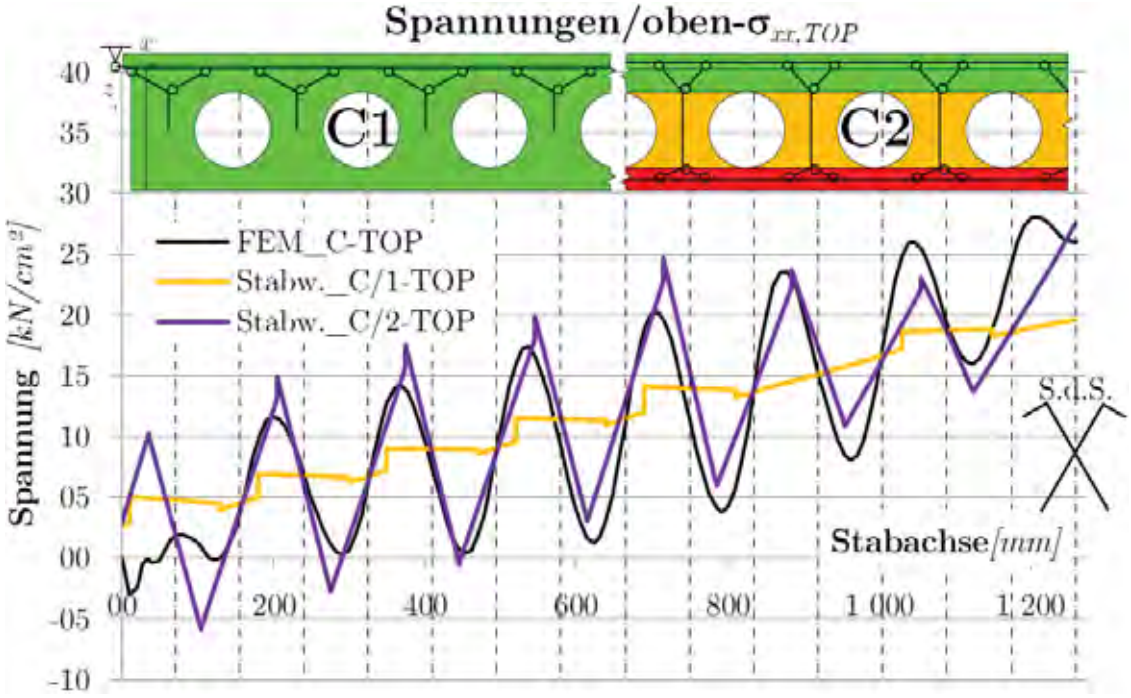


Abbildung 5.55: Vergleich der äußeren Deckblechspannung des Querschnitts TOP

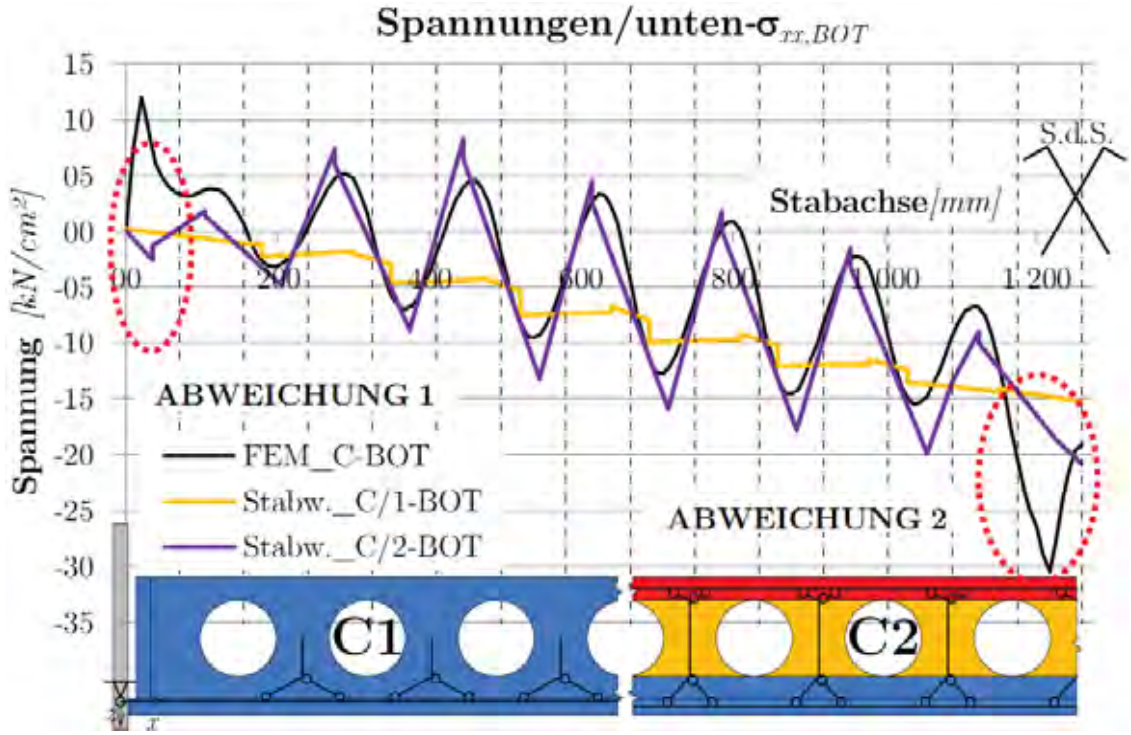


Abbildung 5.56: Vergleich der äußeren Deckblechspannung des Querschnitts BOT

Das Stabwerksmodell der Variante 1 nähert die Mittelwerte der Spannungen gut an. Durch die relativ große Biegesteifigkeit der Teilquerschnitte haben die Biegemomente auf die Normalspannungen jedoch nur einen sehr kleinen Einfluss. Die Zacken in den Spannungsverläufen,

die aus den lokal eingeleiteten Stahldübel- Biegemomenten resultieren, werden daher durch die Modellbildung mit diesem Stabwerk unzureichend erfasst.

Die zweite Variante der Stabwerksberechnung ergibt eine sehr gute Annäherung der Spannungen an die Verläufe aus der FE- Simulation. Abgesehen von den Stellen der bereits erwähnten Spannungsspitzen, können die Differenzen zwischen den Blechspannungen des FE- Modells und jenen, die sich aus der Stabwerksberechnung ergeben, durchwegs als vernachlässigbar bezeichnet werden.

Die Überschätzung der Spannungen im Bereich des ersten Stahlzahns nach dem Auflager, die bei Plattentyp A angesprochen wurde, ist bei den Modellen des Typs C nicht bemerkbar.

5.2.4 Zusammenfassede Erkenntnisse aus der Modellierung mit Stabwerksmodellen

Der in *Abschnitt 5.2* geforderte Beweis, dass für gegebene Geometrien und Belastungsbilder geeignete Stabwerksmodelle gefunden werden können, die den Tragmechanismus der SCSC-Platte ausreichend genau beschreiben, kann als erbracht erachtet werden. Es kommt bei den Teilschnittgrößen teilweise zu Abweichungen in nicht vernachlässigbarer Größenordnung. Da die Schnittgrößen der ideellen Teil-Grundquerschnitte TOP und BOT physikalisch jedoch gar nicht auftreten, sollten sie lediglich als Hilfsgrößen zur Spannungsberechnung gesehen werden. Die physilkalisch messbaren Werte wie die resultierenden Durchbiegungen und die Blechspannungen des Systems werden von den Stabwerksmodellen zufriedenstellend erfasst.

Die Modellierung der SCSC- Platte mit Stabwerken ist nicht trivial und praktisch ohne die „Eichung“ der Modelle an zutreffenden FE- Berechnungen nicht machbar. Zur Auffindung der Geometrie- und Querschnitsswerte der oben beschriebenen Modelle waren durchwegs rund 20 Iterationsschritte notwendig. Zudem gilt jedes Stabwerksmodell nur für ein bestimmtes Belastungsszenario. Es ist daher nicht empfehlenswert, die dieser Arbeit zu Grunde liegende Konstruktion in der Praxis mit Stabwerksmodellen zu beschreiben. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit ist eine derartige Modellbildung aber jedenfalls sinnvoll, um daraus die folgenden, weiteren Erkenntisse ableiten zu können:

- Die rechnerische Modellierung der Schubkraftübertragung zwischen oberem und unterem Teilquerschnitt mit liegenden Druckstreben nach dem in *Kapitel 2.4.1* beschriebenen Tragmechanismus ist machbar und zutreffend.
- Die liegenden Druckdiagonalen sind nicht, wie zunächst unterstellt, durchwegs parallel zur $x-y$- Ebene. Vor allem in den Störbereichen konzentrierter Vertikalkrafteinleitungen weisen diese Streben bei allen Plattentypen eine vertikale Neigung zur x- Achse in der $x-z$- Ebene auf. Mit dieser Neigung ist der Krümmungswechsel der Biegelinie nahe der Auflager erklärbar.

Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wird im folgenden Abschnitt als logischer Folgeschritt der Modellbildung die Tragfunktion der SCSC- Platte mit der Theorie des elastischen Verbunds angenähert.

5.3 Die Theorie des elastischen Verbunds

In Folgenden wird die Tragfunktion der SCSC- Platte mit der Theorie des elastischen Verbunds beschrieben. Wie sich zeigt, ist diese Vorgehensweise für den Regelbereich der Platte ausreichend genau. Abweichungen von der tatsächlich beobachteten Tragfunktion in den Störbereichen, vor allem nahe den Plattenauflagern, sind durch die Anordnung eines zusätzlichen, unterstützenden Sprengwerks aus Betonstreben minimierbar. Diese Vorgehensweise wird später genauer beschrieben.

5.3.1 Theoretische Grundlagen

Die Theorie des elastischen Verbundes wird in der Literatur eingehend behandelt. Im Folgenden wird zunächst, angelehnt an Heilig [Hei53] und Hanswille [HS07], die Herleitung der Differentialgleichungen für eine allgemeine Querbelastung $q(x)$ gezeigt. Dabei wird ein Satz von drei gekoppelten Differentialgleichungen für die Verformungen u und w des Sandwichbalkens erhalten. Diese Darstellungsweise ist äquivalent zur vertrauten Differentialgleichung des Biegebalkens:

$$\frac{d^4w}{dx^4} \cdot EA_{zz} = q(x) \tag{5.11}$$

Es gelten die folgenden Voraussetzungen:

- Die Querschnitte sind über Streckenfedern in Richtung der Stabachse gekoppelt. Eine Kopplung der Biegemomente über Drehfedern wird nicht berücksichtigt;
- unbegrenzt linear elastisches Materialverhalten aller Materialien ($E = const.$- materielle Linearität);
- unbegrenzt linear elastische Kopplung der Teilquerschnitte in Richtung der Stabachse ($k_x = const.$- Linearität der Federkennlinie);
- starre Kopplung der Teilquerschnitte in vertikaler Richtung ($k_z = \infty$);
- Die Verformungen sind klein im Vergleich zu den Querschnittabmessungen(geometrische Linearität);
- Das Gleichgewicht wird am unverformten System formuliert(Theorie 1. Ordnung);
- Die Bernoulli- Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte gilt für die einzelnen Teilquerschnitte;
- Die Querschnittswerte und die Steifigkeit der Kopplung bleiben über die Trägerlänge konstant.

Ausgehend vom infinitesimalen Element der Länge dx können zunächst die Gleichgewichtsbedingungen formuliert werden. Sämtliche Bezeichnungen und Vorzeichendefinitionen sind der explosionsartigen Darstellung in *Abbildung 5.57* zu entnehmen.

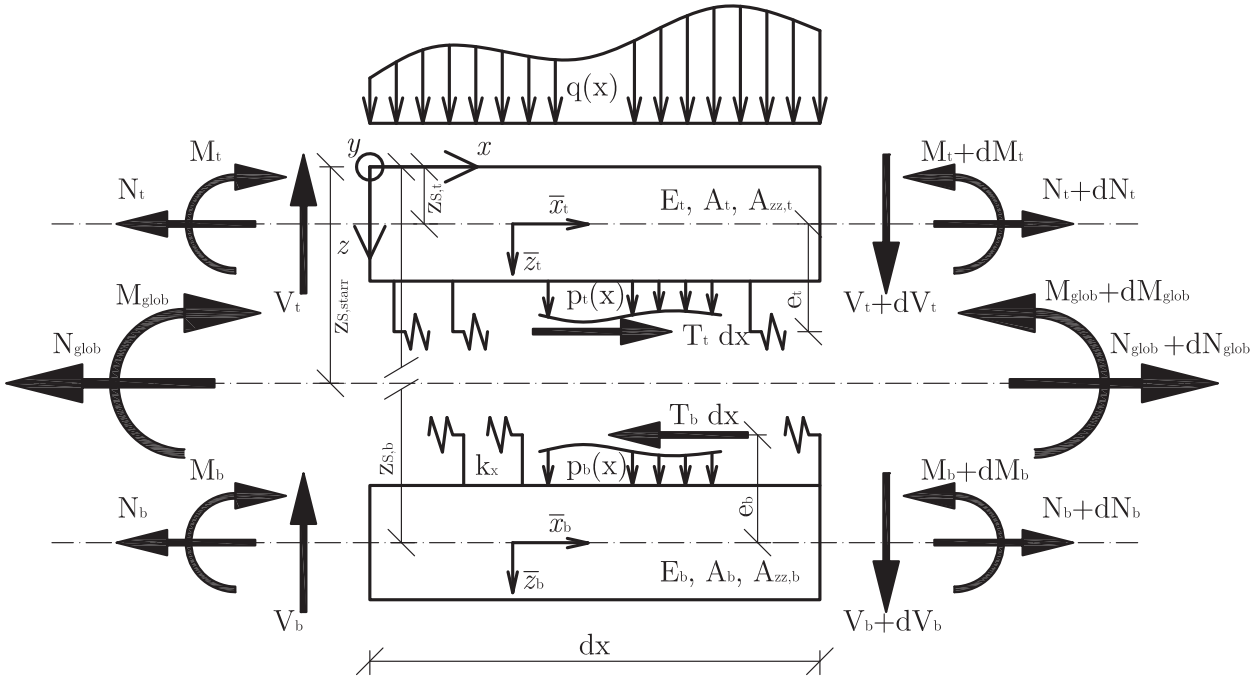


Abbildung 5.57: Gleichgewicht am infinitesimalen Balkenelement- Explosionszeichnung

Für den oberen Teilquerschnitt (Index „t“) gelten an der Stelle $x = dx$ die Gleichgewichtsbedingungen:

$$\sum H: \qquad dN_t + T_t dx = 0$$

$$\frac{dN_t}{dx} + T_t = 0 \tag{5.12}$$

$$\sum V: \qquad dV_t + q dx + p_t dx = 0$$

$$\frac{dV_t}{dx} + q + p_t = 0 \tag{5.13}$$

$$\sum M: \qquad dM_t + T_t e_t dx - V_t dx + (q + p_t)\frac{dx^2}{2} = 0$$

$$\text{mit} \qquad (q + p_t)\frac{dx^2}{2} \approx 0 \quad \text{folgt}$$

$$\frac{dM_t}{dx} + T_t e_t - V_t = 0 \tag{5.14}$$

Für den unteren Teilquerschnitt (Index „b“) gelten an der Stelle $x = dx$ die Gleichgewichts-

bedingungen:

$$\sum H: \qquad dN_b - T_b dx = 0$$

$$\frac{dN_b}{dx} - T_b = 0 \tag{5.15}$$

$$\sum V: \qquad dV_b + p_b dx = 0$$

$$\frac{dV_b}{dx} + p_b = 0 \tag{5.16}$$

$$\sum M: \qquad dM_b + T_b e_b dx - V_b dx + p_b \frac{dx^2}{2} = 0$$

$$\text{mit} \qquad p_b \frac{dx^2}{2} \approx 0 \quad \text{folgt}$$

$$\frac{dM_b}{dx} + T_b e_b - V_b = 0 \tag{5.17}$$

In der Fuge, in der die zwei Teilquerschnitte über die linear elastische Streckenfeder gekoppelt sind, können außerdem noch die folgenden Gleichgewichtsbedingungen formuliert werden:

$$\sum H_{Fuge}: \qquad T_t dx - T_b dx = 0$$

$$T_t = T_b \tag{5.18}$$

$$\sum V_{Fuge}: \qquad p_t dx + p_b dx = 0$$

$$p_t = -p_b \tag{5.19}$$

Aus (5.12), (5.15) und (5.18) folgt

$$\frac{dN_t}{dx} = -T_t = -T_b = -\frac{dN_b}{dx}$$

$$\frac{dN_t}{dx} = -\frac{dN_b}{dx} \tag{5.20}$$

Einmaliges differenzieren der Gleichung (5.14) und Einsetzen von (5.13) sowie der Ableitung $\frac{d}{dx}$ von (5.12) ergibt die Beziehung:

$$\frac{d^2 M_t}{dx^2} + (q + p_t) - \frac{d^2 N_t}{dx^2} e_t = 0 \tag{5.21}$$

Nach einmaligem differenzieren der Gleichung (5.17) und Einsetzen von (5.16), (5.18) und (5.19) sowie der Ableitung $\frac{d}{dx}$ von (5.15) kann p_t ausgedrückt werden:

$$p_t = \frac{d^2 M_b}{dx^2} - \frac{d^2 N_t}{dx^2} e_b \tag{5.22}$$

Nach dem Einsetzen der Gleichung (5.22) in die Gleichung (5.21) ergibt sich unter Berücksichtigung der Beziehungen (5.20) und (5.23) die Gleichung (5.24).

$$e_t + e_b = e \tag{5.23}$$

$$\frac{d^2 M_t}{dx^2} + \frac{d^2 M_b}{dx^2} - \frac{d^2 N_t}{dx^2} e = -q \tag{5.24}$$

Führt man den Ausdruck des globalen Moments M_{glob} um den Gesamtschwerpunkt des elastisch gekoppelten Balkens ein, kann am linken Schnittufer in *Abbildung 5.57* auch folgendes Momentengleichgewicht gebildet werden:

$$M_t + M_b - N_t e_t + N_b e_b = M_{glob} \tag{5.25}$$

Unter Berücksichtigung der allgemein bekannten differentiellen Beziehung des Balkens (5.26):

$$\frac{d^2 M_{glob}}{dx^2} = -q \tag{5.26}$$

sowie Berücksichtigung der Beziehungen (5.20) und (5.23) ergibt sich nach zweimaliger Ableitung $\frac{d^2}{dx^2}$ wiederum die Gleichung (5.24).

Nun werden die kinematischen Beziehungen am Balkenelement formuliert. Dazu zeigt *Abbildung 5.58* die verformte Lage der Struktur und die vereinbarten Verschiebungsgrößen. Zur vollständigen Beschreibung des vorliegenden Problems benötigt man die Freiheitsgrade der Verschiebungen in x- Richtung mit u_t und u_b, die Verschiebungen in z- Richtung mit w_t und w_b sowie die Verdrehungen um die y- Achse mit $\frac{dw_t}{dx}$ und $\frac{dw_b}{dx}$.

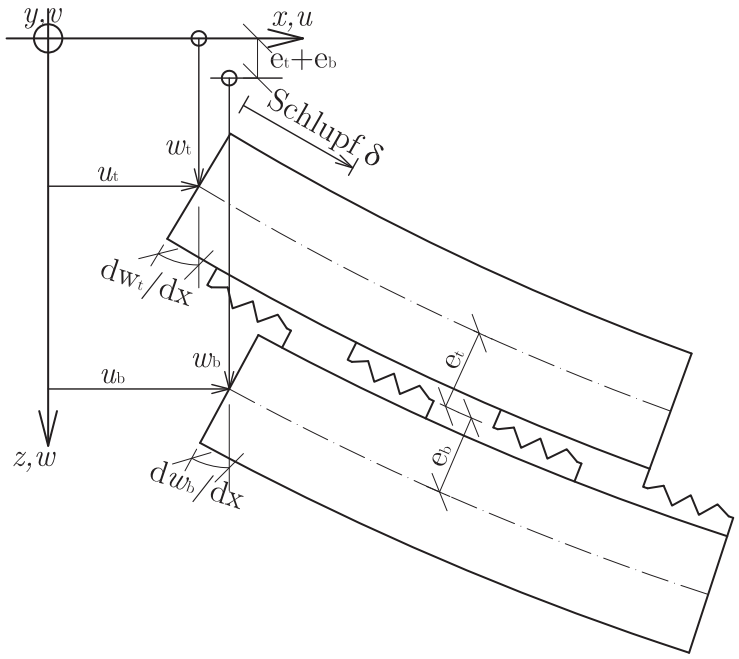


Abbildung 5.58: kinematische Beziehungen am Balkenelement

Die oben genannte Forderung der starren Kopplung in z- Richtung ($k_z = \infty$) ergibt zwangsläufig die Gleichheit der Durchbiegungen w_t und w_b. Somit gilt:

$$\begin{aligned} w_t &= w_b = w \\ \frac{dw_t}{dx} &= \frac{dw_b}{dx} = \frac{dw}{dx} \end{aligned} \tag{5.27}$$

Unter Beachtung dieser Verträglichkeitsbedingungen können die Randfaserverschiebungen der Teilquerschnitte an der Koppelfuge angegeben werden.

$$\begin{aligned} u_{t,joint} &= u_t - \frac{dw}{dx} e_t \\ u_{b,joint} &= u_b + \frac{dw}{dx} e_b \end{aligned} \tag{5.28}$$

Somit ergibt sich die Relativverschiebung der Teilquerschnitte in der Koppelfuge, der so genannte Schlupf δ, zu:

$$\begin{aligned} \delta &= u_{b,joint} - u_{t,joint} \\ &= (u_b - u_t) + \frac{dw}{dx} e \end{aligned} \tag{5.29}$$

Zuletzt werden noch die Elastizitätsgesetze, auch konstitutive Beziehungen genannt, eingeführt. Diese Beziehungen verknüpfen die Schnittgrößen über E- Modul und Querschnittswerte mit den Dehnungen und lauten:

$$N = (\varepsilon - \varepsilon_t) \cdot EA \qquad \text{mit } \varepsilon = \frac{du}{dx} \qquad \text{und } \varepsilon_t = -\alpha_t T_{const} \tag{5.30}$$

$$M = (\kappa - \kappa_t) \cdot EA_{zz} \qquad \text{mit } \kappa = -\frac{d^2w}{dx^2} \qquad \text{und } \kappa_t = \frac{\alpha_t \Delta T_{lin}}{h} \tag{5.31}$$

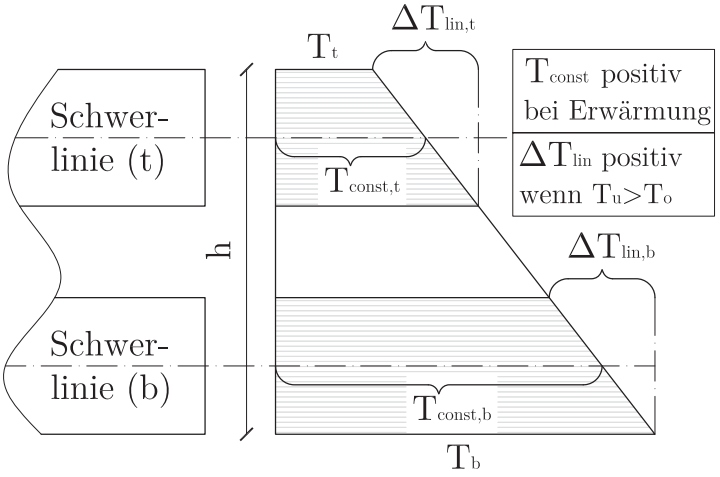


Abbildung 5.59: Temperaturverlauf über die Querschnittshöhe mit zugehörigen Bezeichungen

Wobei in den Formeln (5.30) und (5.31), wie aus *Abbildung 5.59* ersichtlich ist, T_{const} als über die Querschnittshöhe konstante Temperaturdifferenz zur Errichtungstemperatur und ΔT_{lin} als über die Höhe h linear verteilter Temperaturgradient aufzufassen sind.

Die Gleichungen (5.30) und (5.31) werden für die beiden Teilquerschnitte getrennt angeschrieben und nach x differenziert.

$$N_t = \frac{du_t}{dx} \cdot EA_t + \alpha_t T_{const,t} \cdot EA_t \tag{5.32a}$$

$$\frac{dN_t}{dx} = \frac{d^2u_t}{dx^2} \cdot EA_t \tag{5.32b}$$

$$M_t = -\frac{d^2w_t}{dx^2} \cdot EA_{zz,t} - \frac{\alpha_t \Delta T_{lin,t}}{h_t} \cdot EA_{zz,t} \tag{5.33a}$$

$$\frac{d^2M_t}{dx^2} = -\frac{d^4w_t}{dx^4} \cdot EA_{zz,t} \tag{5.33b}$$

$$N_b = \frac{du_b}{dx} \cdot EA_b + \alpha_t T_{const,b} \cdot EA_b \tag{5.34a}$$

$$\frac{dN_b}{dx} = \frac{d^2u_b}{dx^2} \cdot EA_b \tag{5.34b}$$

$$\frac{d^2N_b}{dx^2} = \frac{d^3u_b}{dx^3} \cdot EA_b \tag{5.34c}$$

$$M_b = -\frac{d^2w_b}{dx^2} \cdot EA_{zz,b} - \frac{\alpha_t \Delta T_{lin,b}}{h_b} \cdot EA_{zz,b} \tag{5.35a}$$

$$\frac{d^2M_b}{dx^2} = -\frac{d^4w_b}{dx^4} \cdot EA_{zz,b} \tag{5.35b}$$

Im weiteren Sinne kann auch das lineare Federgesetz der Kopplung in der Fuge als konstitutives Gesetz angesehen werden. In der nachstehenden Formel ist mit T der Schubfluss in der Koppelfuge bezeichnet.

$$T = \delta \cdot k_x \tag{5.36}$$

und somit nach Einsetzen des Terms (5.29) für δ

$$T = k_x \cdot (u_b - u_t) + k_x \cdot \frac{dw}{dx} e \tag{5.37}$$

Einsetzen der Gleichungen für die nach x differenzierten Normalkräfte (5.32b) und (5.34b) und des Federgesetzes (5.37) in die Gleichgewichtsbedingungen (5.12) und (5.15) ergibt die ersten beiden der drei gekoppelten Differentialgleichungen. Einsetzen der differenzierten Biegemomente (5.33b) und (5.35b) sowie der differenzierten Normalkraft (5.34c) in Gleichung (5.24) ergibt die dritte der drei gekoppelten Differentialgleichungen zur Beschreibung des

elastischen Verbunds.

$$\frac{d^2u_t}{dx^2} \cdot EA_t + k_x \cdot (u_b - u_t) + k_x \cdot \frac{dw}{dx} \cdot e = 0 \tag{5.38a}$$

$$\frac{d^2u_b}{dx^2} \cdot EA_b + k_x \cdot (u_b - u_t) + k_x \cdot \frac{dw}{dx} \cdot e = 0 \tag{5.38b}$$

$$\frac{d^4w_t}{dx^4} \cdot EA_{zz,t} + \frac{d^4w_b}{dx^4} \cdot EA_{zz,b} + \frac{d^3u_b}{dx^3} \cdot EA_b \cdot e = 0 \tag{5.38c}$$

Dieses Differentialgleichungssystem ist für allgemeine Belastungsszenarien mit nicht unerheblichem Aufwand lösbar. Die Lösungsfunktionen sind durchwegs hyperbolische Funktionen. Heilig [Hei53] wertet beispielsweise die Lastfälle Einzellast und Temperaturgefälle aus, während Hanswille [HS07] die Lösungen für sinusförmig verteilte Gleichlasten angibt.

Im Folgenden wird eine alternative Form der Differentialgleichung des elastischen Verbunds hergeleitet, bei der die globalen Schnittgrößen N_{glob}, M_{glob} und die Temperaturdifferenzen T_{const} sowie ΔT_{lin} als äußere Belastung aufgefasst werden. Dieser Aufbau der Differentialgleichung geht auf Hoischen [Hoi54] zurück und wurde von Pischl [Pis68], Berner [Ber78] und Girhammar [Gir93] weiterentwickelt. Damit ergibt sich zum einen eine wesentliche Vereinfachung des Formelapparats und zum anderen wird im Anschluss daran, auf Grundlage der so hergeleiteten Form, ein numerisches Verfahren vorgestellt, mit dessen Hilfe das Tragverhalten der SCSC- Platte rechnerisch beschreibbar wird. Die folgenden Ableitungen sind im Wesentlichen an Berner [Ber78] und Girhammar [Gir93] angelehnt.

Die oben genannten Voraussetzungen gelten weiterhin unverändert. Hinzu kommt noch der folgende Punkt:

- statisch bestimmtes System und somit entkoppelte Vorabberechnung der Schnittgrößen ohne Kenntnis der Steifigkeitsverteilung

Diese Forderung ist notwendig, um das globale Moment und die globale Normalkraft als einwirkende äußere Belastung ermitteln zu können. Für statisch unbestimmte Systeme muss, in Anlehnung an das Kraftgrößenverfahren, das statisch bestimmte Grundsystem mit dem skalierten Eins-System, also der Schnittgrößenverteilung aus der statisch Unbestimmten, überlagert werden. Dies wird später an Hand eines konkreten Beispiels gezeigt.

Als Angriffspunkt der globalen Normalkraft N_{glob} wird der Schwerpunkt des Verbundquerschnitts mit starrem Verbund definiert.

$$z_{S,starr} = \frac{A_t z_{S,t} + A_b z_{S,b}}{A_t + A_b} \tag{5.39}$$

Zunächst werden die Gleichgewichtsbedingungen am linken Schnittufer des Balkenelements in *Abbildung 5.57* formuliert.

$$N_{glob} = N_t + N_b \tag{5.40}$$

$$V_{glob} = V_t + V_b \tag{5.41}$$

$$\begin{aligned} M_{glob} &= M_t + M_b - N_t \cdot e_t + N_b \cdot e_b \\ &= M_t + M_b - N_t \cdot e + N_{glob} \cdot e_b \end{aligned} \tag{5.42}$$

Im nächsten Schritt wird die Summe aus den Gleichungen (5.33a) und (5.35a) gebildet:

$$\begin{aligned} M_t + M_b &= -\frac{d^2 w_t}{dx^2} \cdot EA_{zz,t} - \frac{d^2 w_b}{dx^2} \cdot EA_{zz,b} - \frac{\alpha_t \Delta T_{lin,t}}{h_t} \cdot EA_{zz,t} - \frac{\alpha_t \Delta T_{lin,b}}{h_b} \cdot EA_{zz,b} \\ &= -\frac{d^2 w}{dx^2} \cdot (EA_{zz,t} + EA_{zz,b}) - \alpha_t \cdot \left(\frac{\Delta T_{lin,t} EA_{zz,t}}{h_t} + \frac{\Delta T_{lin,b} EA_{zz,b}}{h_b} \right) \end{aligned} \tag{5.43}$$

Der so erhaltene Ausdruck (5.43) wird nun in das Momentengleichgewicht am Stabelement (5.42) eingesetzt, um anschließend $\frac{d^2 w}{dx^2}$ auszudrücken:

$$\begin{aligned} M_{glob} &= -\frac{d^2 w}{dx^2} \cdot (EA_{zz,t} + EA_{zz,b}) - N_t \cdot e + N_{glob} \cdot e_b - \alpha_t \cdot \left(\frac{\Delta T_{lin,t} EA_{zz,t}}{h_t} + \frac{\Delta T_{lin,b} EA_{zz,b}}{h_b} \right) \\ \frac{d^2 w}{dx^2} &= \frac{1}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \cdot \ldots \\ &\quad \ldots \cdot \left[-M_{glob} - e \cdot N_t + e_b \cdot N_{glob} - \alpha_t \cdot \left(\frac{\Delta T_{lin,t} EA_{zz,t}}{h_t} + \frac{\Delta T_{lin,b} EA_{zz,b}}{h_b} \right) \right] \end{aligned} \tag{5.44}$$

Nun werden aus den Gleichungen (5.32a) und (5.34a) die Ausdrücke für $\frac{du}{dx}$ in die erste Ableitung $\frac{d}{dx}$ von Gleichung (5.29) eingesetzt. Unter Beachtung des Normalkraftgleichgewichts (5.40) ergibt sich:

$$\begin{aligned} \frac{d\delta}{dx} &= \frac{N_b}{EA_b} - \frac{N_t}{EA_t} + \frac{d^2 w}{dx^2} \cdot e + \alpha_t \cdot (T_{const,b} - T_{const,t}) \\ &= N_{glob} \cdot \frac{EA_t}{EA_t \cdot EA_b} - N_t \cdot \frac{EA_t + EA_b}{EA_t \cdot EA_b} + \frac{d^2 w}{dx^2} \cdot e + \alpha_t \cdot (T_{const,b} - T_{const,t}) \end{aligned} \tag{5.45}$$

Mit diesem Term und der Gleichung (5.12) kann die erste Ableitung $\frac{d}{dx}$ des Federgesetzes der Koppelfuge (5.37) folgendermaßen angeschrieben werden:

$$-\frac{d^2 N_t}{dx^2} = k_x \cdot \frac{N_{glob}}{EA_b} - k_x \cdot N_t \cdot \frac{EA_t + EA_b}{EA_t \cdot EA_b} + k_x \cdot e \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} + k_x \cdot \alpha_t \cdot (T_{const,b} - T_{const,t}) \tag{5.46}$$

Nun kann die Gleichung (5.44) in die Gleichung (5.46) eingesetzt werden:

$$\begin{aligned} -\frac{d^2 N_t}{dx^2} = &- N_t \cdot k_x \cdot \left(\frac{EA_t + EA_b}{EA_t \cdot EA_b} + \frac{e^2}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \right) + \ldots \\ &\ldots + N_{glob} \cdot k_x \cdot \left(\frac{1}{EA_b} + \frac{e \cdot e_b}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \right) - M_{glob} \cdot \frac{k_x \cdot e}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} + \ldots \\ &\ldots + k_x \cdot \alpha_t \cdot (T_{const,b} - T_{const,t}) - \ldots \\ &\ldots - k_x \cdot \alpha_t \left[\frac{e}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \cdot \left(\frac{\Delta T_{lin,t} EA_{zz,t}}{h_t} + \frac{\Delta T_{lin,b} EA_{zz,b}}{h_b} \right) \right] \end{aligned} \tag{5.47}$$

Zur Vereinfachung der Formel werden die folgenden Abkürzungen eingeführt:

$$B = k_x \cdot \left(\frac{EA_t + EA_b}{EA_t \cdot EA_b} + \frac{e^2}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \right) \tag{5.48}$$

$$C = k_x \cdot \frac{e}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \tag{5.49}$$

$$D = k_x \cdot \left(\frac{1}{EA_b} + \frac{e \cdot e_b}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \right) \tag{5.50}$$

$$T_{eq} = (T_{const,b} - T_{const,t}) - \frac{e}{EA_{zz,t} + EA_{zz,b}} \cdot \left(\frac{\Delta T_{lin,t} EA_{zz,t}}{h_t} + \frac{\Delta T_{lin,b} EA_{zz,b}}{h_b} \right) \tag{5.51}$$

Somit kann die die Gleichung (5.47) wie folgt angeschrieben werden:

$$\frac{d^2 N_t}{dx^2} - N_t \cdot B = M_{glob} \cdot C - N_{glob} \cdot D - k_x \cdot \alpha_t \cdot T_{eq} \tag{5.52}$$

Bemerkenswert an dieser Darstellungsform ist nun, dass es sich auf Grund der entkoppelten Vorausberechnung der Schnittgrößen nur noch um eine Differentialgleichung zweiter Ordnung handelt. Die rechte Seite der Differentialgleichung, also die globalen Schnittgrößen M_{glob} und N_{glob} sowie die Temperaturverteilung T_{lin} und T_{const}, stellen sozusagen die äußere Belastung des Systems dar. Die Lösungsfunktionen bleiben auf Grund des Aufbaus der Differentialgleichung unverändert hyperbolische Funktionen. Pischl gibt auf Basis dieser Differentialgleichung vorgefertigte Lösungsverläufe für Einfeldträger unter üblichen Vertikalbelastungen an([Pis66], [Pis68], [Pis69]). Die Veröffentlichung [Pis69], in der die Erkenntnisse zusammengefasst sind, ist in *Anhang C* der vorliegenden Arbeit zu finden. Jedenfalls sind geschlossene analytische Lösungen der Differentialgleichung aber nur für, über die Stablänge konstant verteilte, Querschnittswerte und Koppelfedersteifigkeiten möglich. Effekte wie mittragende Breiten oder veränderliche Druckstrebenneigungen im Betonkern können somit mit analytischen Lösungen nicht erfasst werden.

5.3.2 Numerische Lösung der Differentialgleichung

Aufbauend auf der Darstellungsform (5.52) kann ein numerisches Verfahren auf Basis des bereits in *Abschnitt 4.2.1* angesprochenen Differenzenoperators hergeleitet werden, mit dem auch über die Stablänge veränderliche Werte erfassbar sind. Dieses sogenannte Differenzenverfahren stellt Bergfelder [Ber74] für hölzerne Biegeträger vor. Berner [Ber78] und Jungbluth [Jun86] behandeln, aufbauend auf diesem Verfahren, die Berechnung von Sandwichtragwerken. Dabei werden Formeln angegeben, mit denen vertikale Lasten und konstante Temperaturanteile T_{const} von oberem und unterem Teilquerschnitt berücksichtigt werden können. Die Vernachlässigung des linearen Temperaturanteils T_{lin} ist für übliche, im Hochbau beispielsweise als Wandverkleidung eingesetzte Sandwichpaneele ausreichend. Da die Teilquerschnitte der SCSC- Platte im Vergleich zu den dünnen Blechen eines Sandwichpaneels eine relativ große Bauhöhe aufweisen können, ist diese Näherung im vorliegenden Fall jedoch nicht zulässig. Daher werden im Folgenden die notwendigen Formeln unter Einbezug

von konstanter *und* linear verteilter Temperaturbelastung der Teilquerschnitte (T_{const} und T_{lin}) sowie einer globalen Normalkraft N_{glob} abgeleitet. Die globale Normalkraft wird dabei der Vollständigkeit halber mit berücksichtigt, um alle denkbaren Belastungen abzudecken.

Zunächst wird der betrachtete Träger der Länge L in n gleiche Abschnitte der Länge $\Delta x = L/n$ geteilt. Die Abschnittsgrenzen werden im Folgenden als Knoten bezeichnet. Für die Stababschnitte zwischen zwei Knoten sind Querschnittswerte und Koppelfedersteifigkeit konstant, an den Knoten können sich diese Werte jedoch verändern. Unstetigkeitsstellen wie Punkte, an denen Einzellasten angreifen oder an denen Auflager angeordnet sind, sind jedenfalls als Knoten zu definieren. Die Knoten erhalten die Nummern $(0, 1, \ldots, i-1, i, i+1, \ldots, n-1, n)$. Dabei ist zu beachten, dass eine feinere Unterteilung ein genaueres Endergebnis liefert. Für den Normalkraftverlauf im oberen Teilquerschnitt $N_t(x)$ wird als Ansatzfunktion eine Parabel zweiter Ordnung nach *Abbildung 5.60* gewählt.

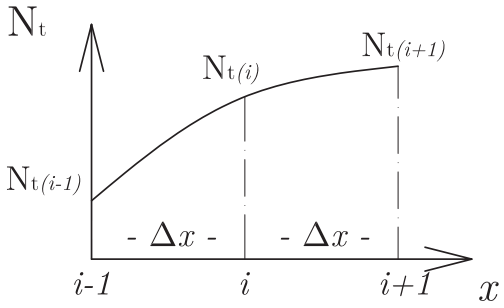


Abbildung 5.60: parabolischer Verlauf der Normalkraft N_t

Die Gleichung der Parabel und deren Ableitungen $\frac{d}{dx}$ lauten wie folgt:

$$N_t(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x + c \tag{5.53}$$

$$\frac{dN_t}{dx} = 2 \cdot a \cdot x + b \tag{5.54}$$

$$\frac{d^2N_t}{dx^2} = 2 \cdot a \tag{5.55}$$

mit den Koeffizienten

$$a = \frac{1}{2 \cdot \Delta x^2} \cdot \left(N_{t(i-1)} - 2N_{t(i)} + N_{t(i+1)}\right) \tag{5.56}$$

$$b = \frac{1}{\Delta x} \cdot \left(-\frac{3}{2} \cdot N_{t(i-1)} + 2N_{t(i)} - \frac{1}{2} \cdot N_{t(i+1)}\right) \tag{5.57}$$

$$c = N_{t(i-1)} \tag{5.58}$$

Werden die Gleichungen (5.53) und (5.55) mit den Koeffizienten (5.56) bis (5.58) nun für die Stelle i, also bei $x = \Delta x$ in die Differentialgleichung (5.52) eingesetzt, kann für jeden beliebigen Punkt i die folgende Grundgleichung ausgedrückt werden:

$$\begin{aligned} &N_{t(i-1)} - N_{t(i)} \cdot \left(2 + B_{(i)} \cdot \Delta x^2\right) + N_{t(i+1)} = \\ &= \Delta x^2 \cdot C_{(i)} \cdot M_{glob(i)} - \Delta x^2 \cdot D_{(i)} \cdot N_{glob(i)} - \Delta x^2 \cdot k_{x(i)} \cdot \alpha_{t(i)} \cdot T_{eq(i)} \end{aligned} \tag{5.59}$$

Dabei sind die Federsteifigkeit $k(x)$, die Belastungswerte N_{glob}, M_{glob} und T_{eq} sowie die Abkürzungen (5.48) bis (5.51) an der Stelle i auszuwerten. Zur besseren Übersichtlichkeit werden noch die folgenden Abkürzungen eingeführt:

$$a_i = -\left(2 + B_{(i)} \cdot \Delta x^2\right) \tag{5.60}$$

$$l_i = \Delta x^2 \cdot C_{(i)} \cdot M_{glob(i)} - \Delta x^2 \cdot D_{(i)} \cdot N_{glob(i)} - \Delta x^2 \cdot k_{x(i)} \cdot \alpha_{t(i)} \cdot T_{eq(i)} \tag{5.61}$$

Da der Angriffspunkt der globalen Normalkraft im Gesamtschwerpunkt des Querschnitts mit starrem Verbund definiert ist, ist die Normalkraft des oberen Teilquerschnitts an den Trägerenden bekannt und beträgt:

$$\text{Bei } x = 0 \qquad N_{t(0)} = N_{glob(0)} \cdot \frac{EA_{t(0)}}{EA_{t(0)} + EA_{b(0)}} \tag{5.62}$$

$$\text{Bei } x = n \qquad N_{t(n)} = N_{glob(n)} \cdot \frac{EA_{t(n)}}{EA_{t(n)} + EA_{b(n)}} \tag{5.63}$$

Somit kann das folgende Gleichungssystem angeschrieben und gelöst werden:

$$\begin{pmatrix} a_1 & 1 & 0 & \dots & & & \\ 1 & a_2 & 1 & 0 & \dots & & \\ & & \ddots & & & & \\ \dots & 0 & 1 & a_i & 1 & 0 & \dots \\ & & & & \ddots & & \\ & & \dots & 0 & 1 & a_{n-2} & 1 \\ & & & \dots & 0 & 1 & a_{n-1} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} N_{t(1)} \\ N_{t(2)} \\ \vdots \\ N_{t(i)} \\ \vdots \\ N_{t(n-2)} \\ N_{t(n-1)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} l_1 - N_{glob(0)} \frac{EA_{t(0)}}{\sum EA_{(0)}} \\ l_2 \\ \vdots \\ l_i \\ \vdots \\ l_{n-2} \\ l_{n-1} - N_{glob(n)} \frac{EA_{t(n)}}{\sum EA_{(n)}} \end{pmatrix} \tag{5.64}$$

Dieses Gleichungssystem kann entweder mit numerischen Berechnungsprogrammen oder nach dem in [Jun86] beschriebenen Verfahren gelöst werden. Somit ist der Normalkraftverlauf im oberen Teilquerschnitt $\vec{N}_t$ bekannt. Der Normalkraftverlauf im unteren Teilquerschnitt kann nach Gleichung (5.40) wie folgt berechnet werden:

$$\vec{N}_b = \vec{N}_{glob} - \vec{N}_t \tag{5.65}$$

Der Schubflussverlauf $\vec{T}_t$ und $\vec{T}_b$ werden nach den Gleichungen (5.12) und (5.15) ermittelt, wobei bei hinreichend feiner Unterteilung des Systems der Ausdruck $\frac{dN}{dx}$ durch ΔN ersetzt werden kann. Da für die Normalkraftverläufe der Teilquerschnitte $\vec{N}_t$ und $\vec{N}_b$ jeweils ein abschnittweise parabolischer Verlauf angenommen wurde, wird die Tangentenneigung im Punkt i wie folgt berechnet:

$$\frac{dN_{t(i)}}{dx} = T_{t(i)} = \frac{N_{t(i+1)} - N_{t(i-1)}}{2\Delta x} \tag{5.66}$$

$$\frac{dN_{b(i)}}{dx} = T_{b(i)} = -\frac{N_{b(i+1)} - N_{b(i-1)}}{2\Delta x} \tag{5.67}$$

Das negative Vorzeichen in (5.67) resultiert aus der gegen die x- Achse definierten Richtung des Schubflusses $\vec{T_b}$ in *Abbildung 5.57*. Die Bedingung der Gleichheit der Schubflüsse (5.18) kann als Kontrolle herangezogen werden. Nach Kenntnis der Schubflussverteilung in der Koppelfuge $\vec{T_t} = \vec{T_b}$ kann der Verlauf des Schlupfs $\vec{\delta}$ über das Federgesetz (5.36) ermittelt werden:

$$\delta_{(i)} = \frac{T_{(i)}}{k_{x(i)}} \tag{5.68}$$

Zur Ermittlung der Teilquerschnittsmomente wird der Ausdruck für $\frac{d^2w}{dx^2}$ aus Gleichung (5.44) in die konstitutive Beziehung (5.33a) des oberen Teilquerschnittsbiegemoments eingesetzt. Somit entsteht die folgende Bestimmungsgleichung für $M_{t(i)}$:

$$\begin{aligned} M_{t(i)} = &\frac{EA_{zz,t(i)}}{EA_{zz,t(i)} + EA_{zz,b(i)}} \cdot \left(M_{glob(i)} + N_{t(i)} \cdot e_{t(i)} - N_{b(i)} \cdot e_{b(i)}\right) + \dots \\ \dots + &\frac{EA_{zz,t(i)}}{EA_{zz,t(i)} + EA_{zz,b(i)}} \cdot \left(\kappa_{t,t(i)} EA_{zz,t(i)} + \kappa_{t,b(i)} EA_{zz,b(i)}\right) - \kappa_{t,t(i)} EA_{zz,t(i)} \end{aligned} \tag{5.69}$$

Das Biegemoment des unteren Teilquerschnitts $M_{b(i)}$ kann dann im Anschluss über die Gleichgewichtsbedingung (5.42) ermittelt werden.

$$M_{b(i)} = M_{glob(i)} - M_{t(i)} + N_{t(i)} \cdot e_{t(i)} - N_{b(i)} \cdot e_{b(i)} \tag{5.70}$$

Die Normalspannungsberechnung der Teilquerschnitte erfolgt wie gewohnt:

$$\begin{aligned} \sigma_{t,(i)} &= \frac{N_{t,(i)}}{A_{t,(i)}} + \frac{M_{t,(i)}}{A_{zz,t,(i)}} \cdot \bar{z}_{t(i)} \\ \sigma_{b,(i)} &= \frac{N_{b,(i)}}{A_{b,(i)}} + \frac{M_{b,(i)}}{A_{zz,b,(i)}} \cdot \bar{z}_{b(i)} \end{aligned} \tag{5.71}$$

In den Gleichungen (5.71) stehen die Variablen $\bar{z}_{t(i)}$ beziehungsweise $\bar{z}_{b(i)}$ für beliebige Abstände in Richtung der z- Achse, gemessen vom jeweiligen Schwerpunkt des betreffenden Teilquerschnitts. Die Koordinatensysteme dazu sind in *Abbildung 5.57* ersichtlich.

Die Aufteilung der globalen Querkraft V_{glob} auf die Querkräfte der Teilquerschnitte V_t und V_b kann nach den Gleichungen (5.14) und (5.17) erfolgen. Die Schubspannungen werden dann nach der allgemein bekannten Formel (5.72) berechnet.

$$\tau_{t(i)} = -\frac{V_t(i) A_{z,t}(i)}{A_{zz,t}(i) t(i)} \tag{5.72}$$

Werden bei der Spannungsermittlung mittragende Breiten berücksichtigt, ist Formel (5.72) nur anwendbar, wenn für die Blechdicken $t(i)$ der Gurte zur Schubspannungsermittlung variable, mittragende Dicken $t_{eff}(i)$ eingesetzt werden.

Alternativ dazu können die Schubspannungsverläufe $\vec{\tau}_t$ und $\vec{\tau}_b$ auch über die Normalspannungsdifferenzen erfolgen. Dafür ist weder die Berechnung der Teilquerschnittsquerkräfte

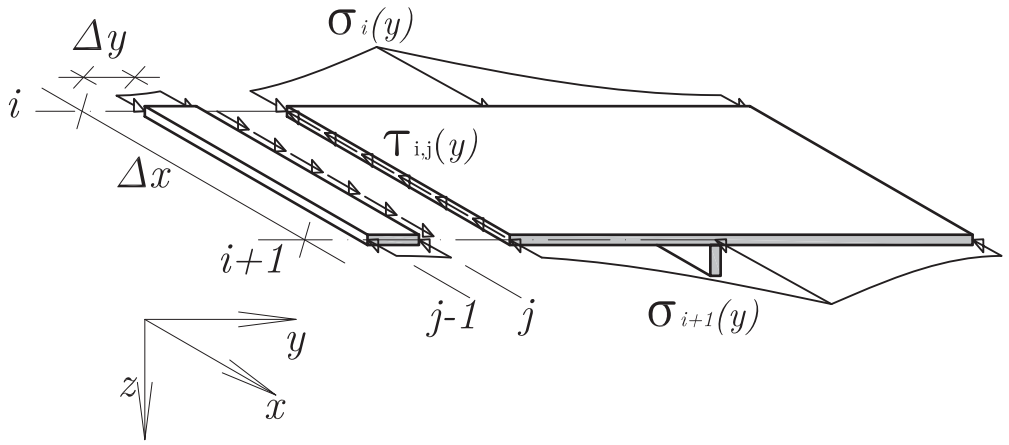


Abbildung 5.61: Schemaskizze zur Ermittlung der Schubspannungen

noch die Berücksichtigung veränderlicher mitwirkender Gurtdicken erforderlich. *Abbildung 5.61* zeigt die Vorgehensweise exemplarisch für einen T- Querschnitt mit breiten Gurten. Der Normalspannungsverlauf im Gurt ist dabei nach [EN112b] mit einer Parabel vierter Ordnung angenähert.

Der Querschnittsbreite b wird in y- Richtung in m gleiche Abschnitte der Länge $\Delta y = \frac{b}{m}$ geteilt. Die so entstehenden Knoten werden mit $(0, 1, \ldots, j-1, j, j+1, \ldots, m-1, m)$ bezeichnet. Mit den Bezeichnungen nach *Abbildung 5.61* werden die Schubspannungen $\tau_{t,(i,j)}$ wie folgt berechnet:

$$\tau_{(i,j)} = \sum_{j=0}^{y} \left(\frac{\sigma_{(i+1,j-1)} + \sigma_{(i+1,j)}}{2} - \frac{\sigma_{(i,j-1)} + \sigma_{(i,j)}}{2} \right) \cdot \frac{\Delta y}{\Delta x} \tag{5.73}$$

Da in Gleichung (5.73) der Normalspannungsverlauf abschnittsweise konstant angesetzt und das für die strenge, analytische Lösung notwendige Integral über die Koordinatenrichtung y durch eine Summe ersetzt wird, handelt es sich auch hier um eine Näherungslösung. Bei hinreichend feiner Unterteilung 1 ... m liefert (5.73) jedoch ausreichend genaue Ergebnisse. Werden in *Abbildung 5.61* und in (5.73) zu den Spannungen σ und τ die Indizes „t“ oder „b“ hinzugefügt, kann die Gleichung zur Berechnung der Schubspannungen im oberen und unteren Teilquerschnitt verwendet werden.

Die Verlaufsvektoren der Verzerrungen $\vec{\varepsilon}$ werden mit den konstitutiven Beziehungen (5.30) und (5.31) ermittelt. Unter Verwendung der Gleichungen (5.71) können die Verzerrungen wie folgt angeschrieben werden:

$$\varepsilon_{t(i)} = \frac{\sigma_{t(i)}}{E} + \alpha_t \left(T_{const,t(i)} + \bar{z}_{t(i)} \frac{\Delta T_{lin,t(i)}}{h_{t(i)}} \right)$$

$$\varepsilon_{b(i)} = \frac{\sigma_{b(i)}}{E} + \alpha_t \left(T_{const,b(i)} + \bar{z}_{b(i)} \frac{\Delta T_{lin,b(i)}}{h_{b(i)}} \right) \tag{5.74}$$

(5.75)

Zur Ermittlung der Durchbiegungsverläufe $\vec{w} = \vec{w}_t = \vec{w}_b$ wird die Gleichung (5.33a) verwendet. Es handelt sich wieder um eine Differentialgleichung zweiter Ordnung, die unter Anwendung des Differenzenoperators lösbar ist. Bei hinreichend feiner Unterteilung des Trägers in n Abschnitte gleicher Länge und Ansatz eines abschnittsweise parabolischen Verlaufs der Biegelinie, kann die Differentialgleichung (5.76) an einer beliebigen Stelle i näherungsweise durch die Grundgleichung (5.77) ersetzt werden.

$$-\frac{d^2 w_t}{dx^2} = \frac{M_t}{EA_{zz,t}} + \kappa_{t,t(i)} \tag{5.76}$$

$$-w_{t(i-1)} + 2w_{t(i)} - w_{t(i+1)} = \Delta x^2 \cdot \left(\frac{M_{t(i)}}{EA_{zz,t(i)}} + \kappa_{t,t(i)} \right) \tag{5.77}$$

Mit den Randbedingungen $w_{t(0)} = w_{t(n)} = 0$ ergibt sich das folgende Gleichungssystem für $\vec{w}_t$

$$\begin{pmatrix} 2 & -1 & 0 & \dots & & & \\ -1 & 2 & -1 & 0 & \dots & & \\ & & \ddots & & & & \\ \dots & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & \dots \\ & & & & \ddots & & \\ & & \dots & 0 & -1 & 2 & -1 \\ & & & \dots & 0 & -1 & 2 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} w_{t(1)} \\ w_{t(2)} \\ \vdots \\ w_{t(i)} \\ \vdots \\ w_{t(n-2)} \\ w_{t(n-1)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta x^2 \cdot \left(\frac{M_{t(1)}}{EA_{zz,t(1)}} + \kappa_{t,t} \right) \\ \Delta x^2 \cdot \left(\frac{M_{t(2)}}{EA_{zz,t(2)}} + \kappa_{t,t} \right) \\ \vdots \\ \Delta x^2 \cdot \left(\frac{M_{t(i)}}{EA_{zz,t(i)}} + \kappa_{t,t} \right) \\ \vdots \\ \Delta x^2 \cdot \left(\frac{M_{t(n-2)}}{EA_{zz,t(n-2)}} + \kappa_{t,t} \right) \\ \Delta x^2 \cdot \left(\frac{M_{t(n-1)}}{EA_{zz,t(n-1)}} + \kappa_{t,t} \right) \end{pmatrix} \tag{5.78}$$

5.3.3 Modellbildung zur SCSC- Platte

Im vorliegenden Abschnitt wird der Zusammenhang zwischen den oben erläuterten theoretischen Grundlagen und der praktischen Anwendung bei der Berechnung der SCSC- Platte hergestellt. Um das Differenzenverfahren anwenden zu können, ist es zunächst notwendig, den oberen und den unteren Teilquerschnitt sowie die Steifigkeit der Streckenfeder in der Koppelfuge zu definieren. In *Abschnitt 5.3.6* wird der Einfluss bestimmter Varianten und Stufen der Vereinfachung analysiert. Daher werden bei der Querschnittswerteermittlung einige Optionen angesprochen. Diese sind:

- Die Option der Berücksichtigung von Schubverzerrungen durch Ansatz von mittragenden Breiten
- Zwei Möglichkeiten zur Berücksichtigung eines Teils des Füllbetonquerschnitts an der Biegedruckseite der SCSC- Platte
- Die Option der Berücksichtigung eines zusätzlich unterstützenden Sprengwerks zur näherungsweisen Erfassung der Effekte in den Störbereichen

5.3.3.1 Teilquerschnitte und Querschnittswertermittlung

Die Berechnung der Platte wird vereinfacht an einem Plattenstreifen der Breite e_{DL}, das ist der Abstand zweier Dübelleisten auf einem der äußeren Bleche der SCSC- Platte, durchgeführt. Somit wird die Plattentragwirkung in Querrichtung vernachlässigt und die Berechnung vereinfacht sich auf die Stabwerkstheorie.

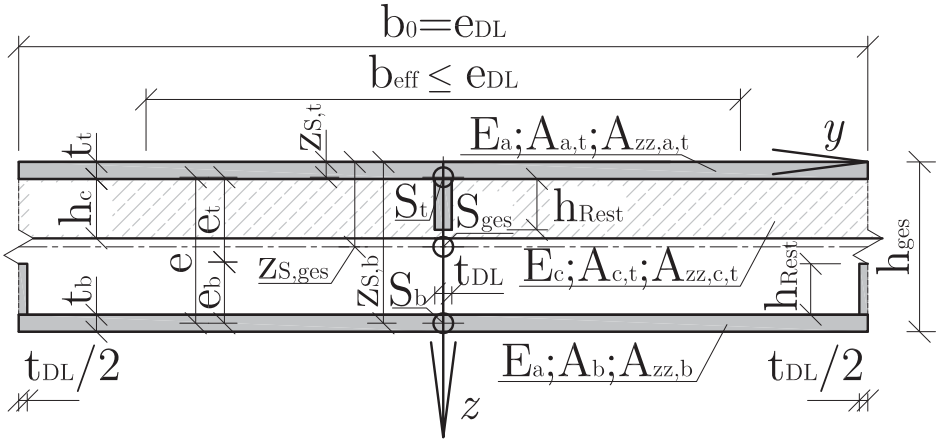


Abbildung 5.62: Darstellung des zugrunde gelegten Querschnitts zur Berechnung der SCSC-Platte nach der Theorie des elastischen Verbunds

Abbildung 5.62 zeigt die zugrunde gelegten Querschnitte inklusive eines optional berücksichtigbaren Teils des Füllbetonquerschnitts am oberen Teilquerschnitt, gekennzeichnet durch den Index „*t*“. Alle zur eindeutigen Beschreibung der Querschnitte notwendigen Variablen sind in der Abbildung eingetragen. Die Schwerpunktsabstände $z_{s,t}$, $z_{S,b}$ und $z_{S,ges}$ sind jeweils von der der Deckblechoberkante definiert. Der Punkt S_{ges} bezeichnet den Gesamtschwerpunkt der starr gekoppelten Teilquerschnitte. Zu dessen Ermittlung wird also die Koppelfedersteifigkeit $k_x = \infty$ gesetzt. Die Formeln zur Ermittlunng der Schwerpunktslagen sowie der Querschnittswerte A und A_{zz} der Teilquerschnitte werden an dieser Stelle nicht näher erläutert. Die Höhe h_{Rest} bezeichnet jenen Teil der Stahldübellesite, der ununterbrochen über die gesamte Länge durchläuft. In *Abbildung 5.63* sind diese Teile für alle getesteten Dübelleistengeometrien als blau hinterlegte Teilbereiche dargestellt.

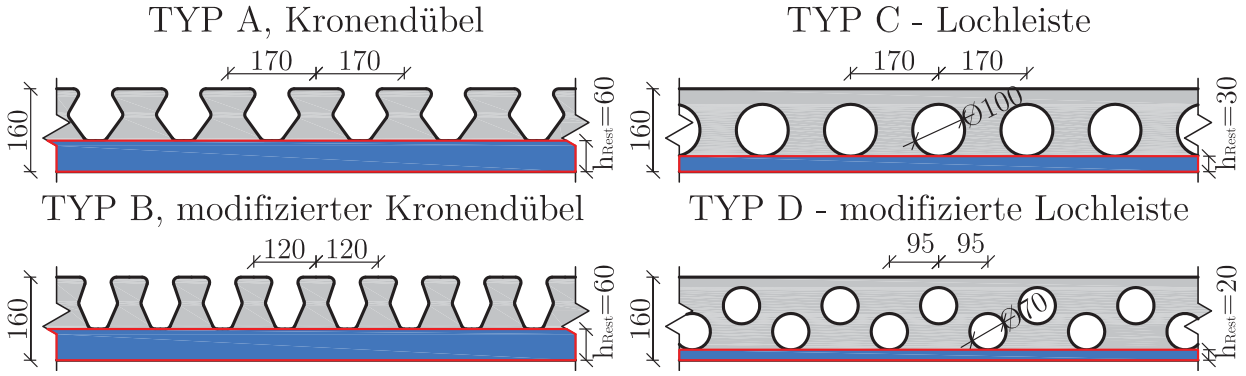


Abbildung 5.63: Definition der Resthöhe h_{Rest} für die getesteten Dübelleistengeometrien

Die mittragende Breite

Der Einfluss von Schubverzerrungen bei Trägern mit breiten Gurten kann durch den Ansatz von mittragenden oder effektiven Breiten berücksichtigt werden. Dabei wird nur ein Teil der tatsächlichen Gurtbreite in Rechnung gestellt. Die aus dieser Modellbildung resultierenden Spannungen werden dann im Rahmen einer Nachlaufrechnung mit Hilfe definierter Verläufe über die tatsächliche Gurtbreite verteilt. Für die Stahlgurte der Teilquerschnitte werden die mittragenden Breiten nach [EN112b]- Kapitel 3 und für die Betongurte des oberen Teilquerschnitts die mittragenden Breiten nach [EN109b]- Kapitel 5.4.1.2 ermittelt. Die Grundbreite b_0 wird dabei durchwegs mit $\frac{e_{DL}}{2}$ angenommen. Die mittragenden Breiten ergeben sich durch Multiplikation der Breite b_0 mit dem Faktor β_0 am Auflager beziehungsweise β_1 in Feldmitte und werden sowohl bei der Schnittgrößenermittlung als auch bei Spannungsberechnung herangezogen. Die Ermittlung der β- Werte sowie die Verteilung der mittragenden Breiten über die Trägerlänge erfolgt in Übereinstimmung mit [EN112b] und [EN109b]. *Abbildung 5.64* zeigt den Verlauf der mittragenden Breiten über die Stützweite l_{Sp}.

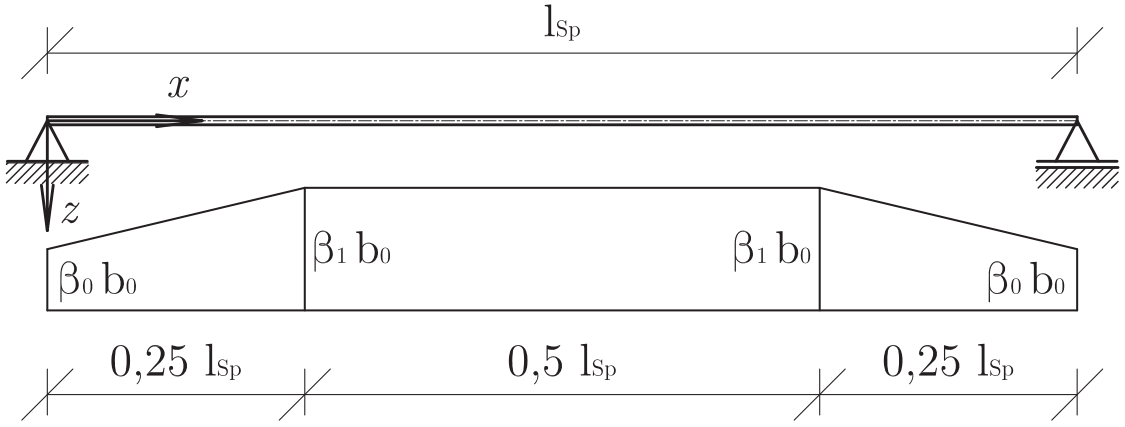


Abbildung 5.64: Darstellung des Verlaufs der mittragenden Breiten über die Stützweite l_{Sp}

Die Normalspannungen im Stahlquerschnitt werden bei Berücksichtigung von Schubverzerrung durch den Ansatz von mittragenden Breiten nach [EN112b]- Kapitel 3 errechnet. Dabei treten die Maximalspannungen $\sigma_{t,out}$ und $\sigma_{b,out}$, die sich aus der technischen Biegelehre nach Formel (5.71) ergeben, in den Achsen der Dübelleisten auf. Die Verteilung zwischen den Maxima erfolgt nach einer in [EN112b] definierten Parabel vierter Ordnung. *Abbildung 5.65* zeigt qualitativ den, nach dem beschriebenen System ermittelten, Verlauf der Normalspannungsverteilungen im Querschnitt sowie die im Weiteren verwendeten Bezeichnungen der Spannungen.

Die Schubspannungen τ werden im Anschluss an die Kenntnis der σ- Verteilung nach *Abbildung 5.61* beziehungsweise nach Formel (5.73) aus der Differenz der Normalspannungen berechnet.

Können die Effekte aus Schubverzerrungen näherungsweise unberücksichtigt bleiben, werden die Gurtbreiten der Stahl- und der Betongurte sowohl für die Schnittgrößenermittlung als auch für die Berechnung der Spannungen konstant mit b_0 angenommen. In diesem Fall gilt

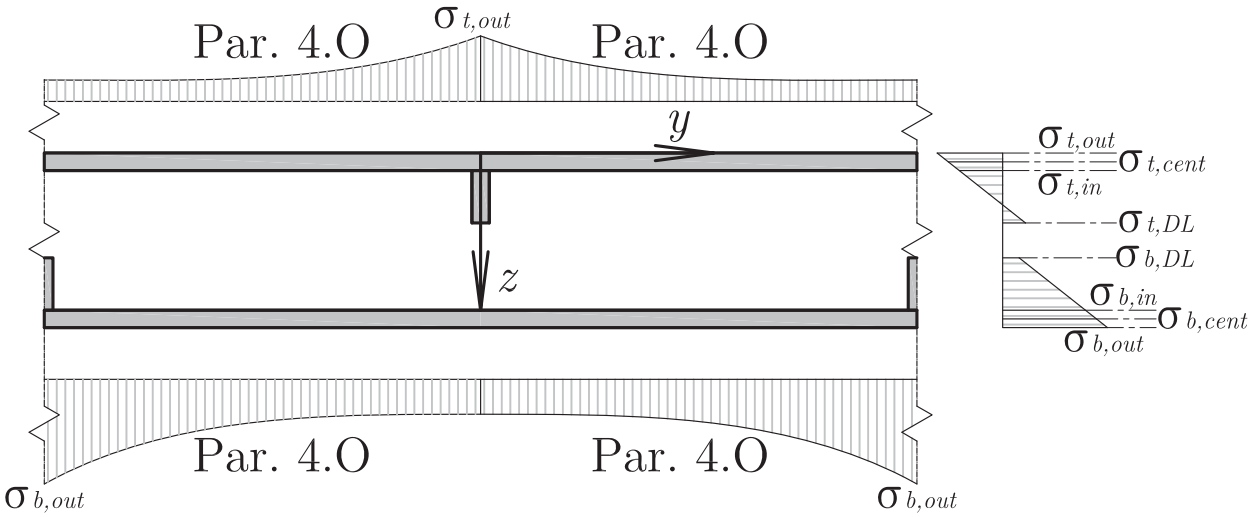


Abbildung 5.65: Normalspannungsverteilung im Querschnitt bei Berücksichtigung der mittragenden Breiten

die technische Biegelehre ohne zusätzliche Nachlaufrechnung und die Normalspannungsverteilung im Querschnitt kann in y- Richtung konstant angenommen werden.

Die Berücksichtigung von Beton in der Druckzone

Im einfachsten Tragmodell wird der Füllbeton nur zur Schubübertragung zwischen dem oberen und dem unteren Stahlquerschnitt herangezogen. Für das System des elastisch gekoppelten Stabs werden daher auch nur die Stahlquerschnitte aus *Abbildung 5.62*, bestehend aus den mittragenden Teilen des Deck- und Bodenblechs sowie den durchgehenden Resthöhen h_{Rest} der Stahldübelleisten, berücksichtigt. Bei symmetrischer Ausbildung des oberen und des unteren Teilquerschnitts ergeben sich somit auch symmetrische Schnittgrößen- und Spannungsverläufe. Die Spannungen der Teilquerschnitte unterscheiden sich in diesem Fall nur durch das Vorzeichen. Wie *Kapitel 3* zeigt, ergeben die Labormessungen der Versuche jedoch durchwegs betragsmäßig größere Spannungen am gezogenen Teilquerschnitt. Dies führt, genau wie auch die Erkenntnisse aus den FE- Analysen aus *Kapitel 4*, zu dem Schluss, dass der Füllbeton in der Druckzone Kräfte aus dem Plattenbiegemoment übernimmt. Das Modell ohne Berücksichtigung des Füllbetons in der Druckzone ist daher ohne weitere Modifikationen nicht in der Lage, die tatsächlich auftretenden Effekte abzubilden.

Um den Effekt der betragsmäßig größeren Spannungen am gezogenen Teilquerschnitt durch das System des Sandwichbalkens mit elastischem Verbund anzunähern, kann am gedrückten Teilquerschnitt ein Betonanteil im starren Verbund mitberücksichtigt werden. Bei einer derartigen Modellbildung werden diesem Betonteil durch die Steineranteile Druckspannungen aus dem globalen Biegemoment M_{glob} zugewiesen. Damit reduzieren sich die Stahlspannungen des gedrückten Teilquerschnitts und das oben erläuterte, tatsächlich beobachtete Tragverhalten wird qualitativ richtig angenähert. Die Querschnittswerte des gedrückten Teilquerschnitts werden nach dem bekannten Verfahren aus [EN109b] als ideelle Querschnittswerte

berechnet. Dabei wird für kurzzeitig wirkende Lasten die effektive Breite des Betonteils des Querschnitts rechnerisch mit dem Faktor n_0 reduziert. Dieser Faktor wird aus dem Verhältnis der E- Moduli ($\frac{E_a}{E_c}$) berechnet.

Die Höhe des Betonanteils wird nach [FHJ11b] genau so gewählt, dass sich bei einer elastischen Spannungsverteilung aus Biegemomentenbelastung an der unteren Betonrandfaser eine Lastdehnung von $\varepsilon_\sigma = 0$ einstellt. In *Abbildung 5.66* ist diese Höhe mit h_c bezeichnet. Der abgebildete Querschnitt, bestehend aus dem ideellen, oberen Teilquerschnitt und dem unteren Stahlquerschnitt, wird dabei starr verbunden angenommen. Das heißt, dass zur Ermittlung der Höhe des Betonteils des oberen Teilquerschnitts h_c die Koppelfedersteifigkeit $k_x = \infty$ gesetzt wird. Im Folgenden wird die Konvention beibehalten, dass der gedrückte als oberer und der gezogene als unterer Querschnitt bezeichnet werden. Dies gilt für Beanspruchungen durch positive, globale Biegemomente, nicht aber für die Versuchsanordnung im durchgeführten Laborexperiment.

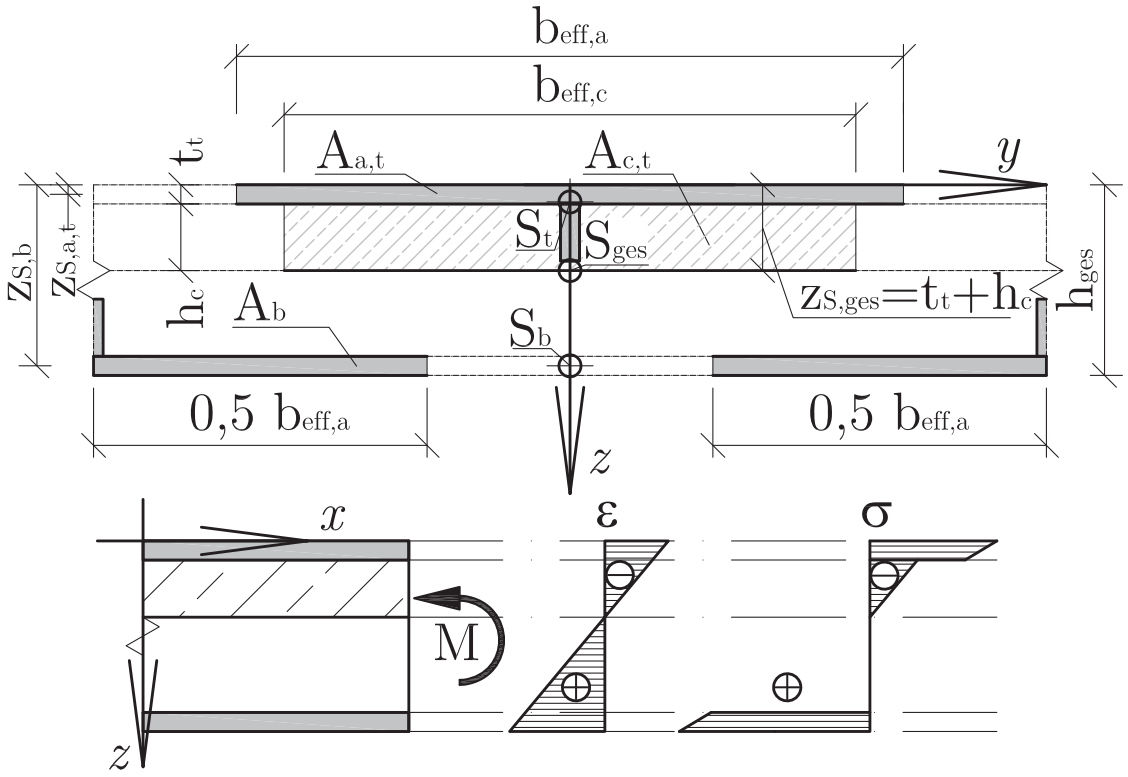


Abbildung 5.66: Ermittlung der Starrverbund- Betonhöhe h_c

Werden nur globale Biegemomente berücksichtigt, liegt die Nulllinie der Normalspannungsverteilung im Querschnitt genau auf Höhe des Gesamtschwerpunkts S_{ges}. Die Forderung, dass die Biegespannung an der unteren Betonrandfaser genau Null ergibt, kann mathematisch umgesetzt werden, indem die Höhe des Betonteils des oberen Teilquerschnitts so gewählt wird, dass der Gesamtschwerpunkt S_{ges} exakt an der unteren Betonrandfaser liegt. Somit kann der Ausdruck zur Berechnung des Schwerpunktabstands des Gesamtquerschnitts, bei dem oberer und unterer Teilquerschnitt im starren Verbund angenommen werden, mit der Summe aus Deckblechdicke und Betonhöhe gleichgesetzt werden. Durch einfache Umformung ergibt sich

eine quadratische Gleichung für die gesuchte Höhe h_c, die eine positive und eine negative Lösung hat. Die negative Lösung ist physikalisch nicht sinnvoll. Gleichung (5.79) stellt die positive Lösung dar.

$$
\begin{aligned}
h_c + t_t &= \frac{A_{a,t} z_{S,a,t} + A_b z_{S,b} + \dfrac{b_{eff,c} h_c}{n_0} \left(t_t + \dfrac{h_c}{2} \right)}{A_{a,t} + A_b + \dfrac{b_{eff,c} h_c}{n_0}} \\
h_c &= -\frac{n_0}{b_{eff,c}} \left(A_{a,t} + A_b \right) + \frac{n_0}{b_{eff,c}} \cdot \ldots \\
&\quad \cdot \sqrt{\left(A_{a,t} + A_b \right)^2 - \frac{2 b_{eff,c}}{n_0} \left[A_{a,t} \left(t_t - z_{S,a,t} \right) + A_b \left(t_t - z_{S,b} \right) \right]}
\end{aligned}
\tag{5.79}
$$

Diese Modellbildung muss als Näherung verstanden werden, weist in sich jedoch teilweise Inkonsistenzen auf.

- Die Berücksichtigung des Betonteils des oberen Teilquerschnitts im starren Verbund verlangt eine Einleitung der Betondruckkräfte über Schub in der Verbundfuge zwischen Stahl- und Beton. Diese Schubeinleitung ist jedoch rechnerisch nicht nachweisbar, da dafür keine Verbundmittel vorgesehen sind.
- Da die Kopplung der Teilquerschnitte eben nicht generell als starr angenommen werden kann, ergeben sich im allgemeinen Fall Zugspannungen in tatsächlich nicht aufnehmbarer Größe an der unteren Randfaser des Betonteils.

Zur Beseitigung der Inkonsistenz der Zugspannungen an der unteren Randfaser des Betonteils am oberen Teilquerschnitt kann im Rahmen der Berechnung eine Iteration durchgeführt werden. Die Breite des Betonanteils wird dabei unverändert beibehalten. Die Höhe des Betonteils wird jedoch ausgehend vom Startwert h_c nach (5.79) so iteriert, dass sich an der unteren Betonrandfaser eine Spannungsverteilung zwischen $-3 f_{cd}$ und 0 einstellt. Im Rahmen dieser Iteration wird nach jedem Berechnungsdurchgang knotenweise die untere Betonrandspannung des oberen Teilquerschnitts berechnet und mit den Grenzwerten verglichen. Ist die Spannung größer als der obere Grenzwert von 0, wird die Betonhöhe an diesem Knoten um ein Inkrement verringert, bei Unterschreitung des unteren Grenzwerts von $-3 f_{cd}$ wird die Höhe am betreffenden Knoten hingegen um ein Inkrement erhöht. Die Inkrementgröße wird nach einigen Vergleichsrechnungen mit $0,2\,mm$ festgelegt. Da der Betonkern durch die allseitige Umschließung dreidimensional beansprucht wird, ist zu erwarten, dass die Druckbeanspruchbarkeit deutlich über f_{cd} liegt. Ein allgemein gültiger Grenzwert für alle Bereich der Platte kann jedoch nicht eindeutig festgelegt werden. Der untere Grenzwert von $-3 f_{cd}$ im Rahmen der hier beschriebenen Iteration ist daher in Anlehnung an die maximal zulässige Erhöhung der Beanspruchbarkeit bei Teilflächenbelastung nach [EN111] gewählt. Der obere Grenzwert von 0 bedeutet, dass im Betonteil keine Zugspannungen zugelassen werden.

Diese Modellbildung ergibt im allgemeinen Fall einen über die x- Achse nichtlinear verteilten, vom Belastungsbild abhängigen Verlauf der Betonhöhe am oberen Teilquerschnitt. Da die

Zugspannungen an der Betonrandfaser nicht zugelassen werden, handelt es sich um eine bessere Näherung der tatsächlichen Tragfunktion als die Annahme einer konstanten Betonhöhe. Die Inkonsistenz, die aus der rechnerisch nicht nachweisbaren Schubkrafteinleitung in den Betonteil herrührt, bleibt jedoch auch bei dieser Modellvorstellung erhalten.

5.3.3.2 Zusätzlich unterstützendes Sprengwerk

In *Abschnitt 5.2.4* wurde festgestellt, dass die Betondruckstreben zur Schubübertragung zwischen den Teilquerschnitten vor allem im Bereich der Auflager eine vertikale Neigung zur x-Achse in der $x-z$- Ebene aufweisen. Mit Hilfe dieser geneigten Streben sind im Versuch beobachtete Effekte, wie die gegensinnig gekrümmte Biegelinie oder der Spannungswechsel im oberen (Deck-) Blech erklärbar. In der gegenständlichen Modellbildung mit Hilfe des elastischen Verbunds sind diese vertikal geneigten Streben im Auflagerbereich näherungsweise durch die Überlagerung der Tragwirkung des elastischen gekoppelten Trägers mit jener eines zusätzlichen Sprengwerks abbildbar. Dieses Sprengwerk besteht aus gelenkig verbundenen Betonstäben, die die Platte in Auflagernähe unterstützen. *Abbildung 5.67* zeigt das so entstehende statische System.

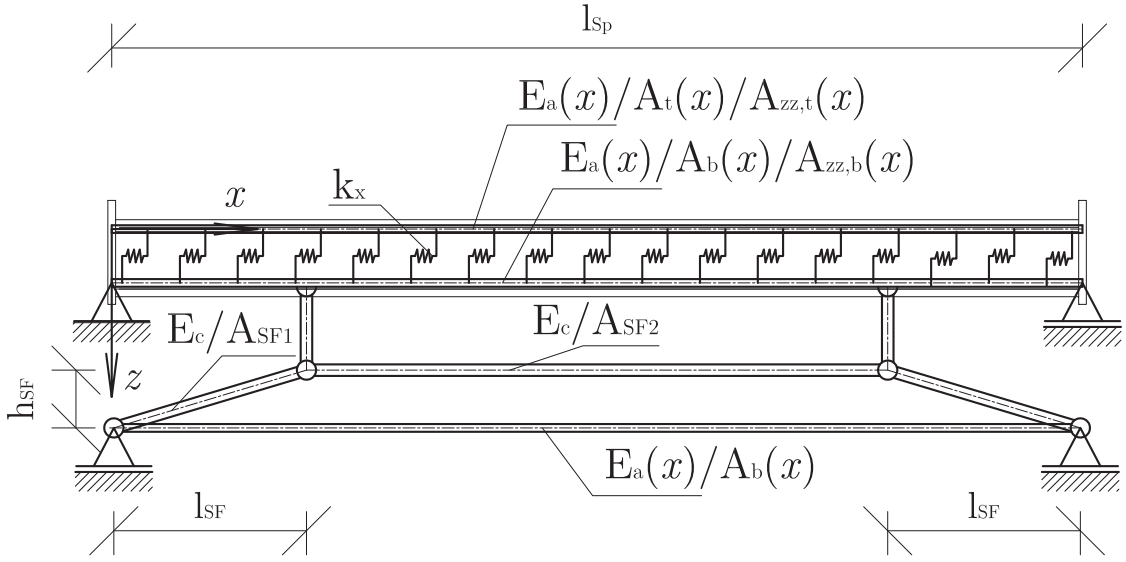


Abbildung 5.67: statisches System der SCSC- Platte mit Sprengwerk

Das Sprengwerk befindet sich tatsächlich innerhalb des Betonkerns und wird in *Abbildung 5.67* nur zur besseren Übersichtlichkeit außerhalb des Plattenquerschnitts gezeichnet. Aus *Abbildung 5.68* geht die tatsächliche Lage an der Stelle des Plattenauflagers im Detail hervor. Die bezeichneten Längen l_{SF} und h_{SF} können aus den Auflagerbereichen der Stabwerksmodelle aus *Abschnitt 5.2* abgeleitet werden. Als grobe Richtwerte können für alle Plattentypen die Längen l_{SF} mit rund $300\,mm$ und die Höhen h_{SF} mit rund $140\,mm$ festgelegt werden.

Zur Aufnahme der horizontalen Schubkräfte H_{SF1} aus der Sprengwerkswirkung wird der untere Teilquerschnitt herangezogen. Diese Überlegung stimmt qualitativ mit den Labormessungen überein, bei denen sich am gezogenen Blech durchwegs höhere Spannungen ergaben. Das Sprengwerksmodell kann prinzipiell mit allen Modellbildungen der Teilquerschnitte

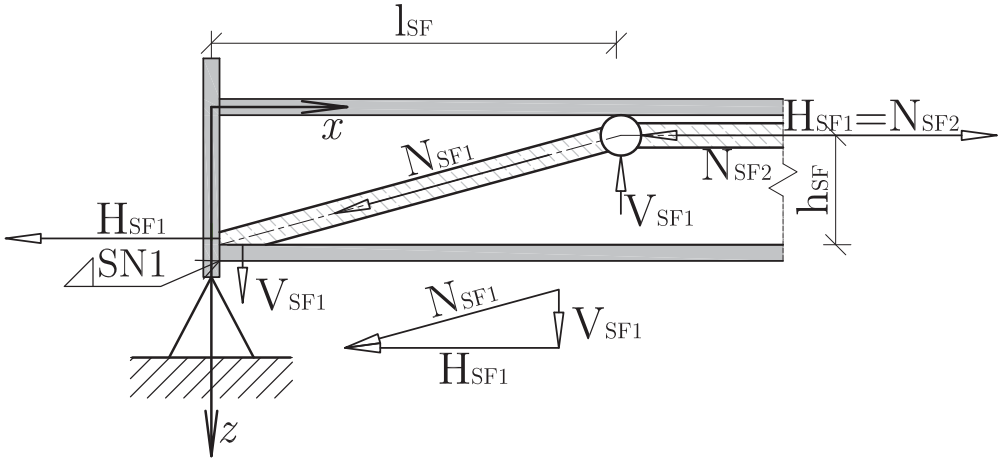


Abbildung 5.68: Sprengwerk an Detailpunkt des Plattenauflagers

überlagert werden. Wird es auf jene Modellbildung angewendet, bei der die Teilquerschnitte nur aus den oberen und den unteren Stahlkomponenten ohne Berücksichtigung eines mittragenden Betonanteils besteht, ersetzt der Stab SF2 sozusagen die Wirkung eben dieses mittragenden Anteils. Die Einleitung der Druckkraft N_{SF2} ist durch die Modellbildung eindeutig festgelegt und rechnerisch nachvollziehbar. Somit entfällt für diese Variantenkombination die Inkonsistenz der rechnerisch unmöglichen Einleitung von Druckkräften, die aus globalen Biegemomenten entstehen, in den Betonanteil auf der Biegedruckseite der Platte.

Die Schweißnaht SN1 zwischen dem unteren (Boden-) Blech und dem vertikalen Abschlussblech der SCSC- Platte muss zur Übertragung des Horizontalschubs H_{SF1} von der geneigten Strebe zum unteren Stahlquerschnitt bemessen sein. Die Notwendigkeit zur Übertragung einer Abstützkraft über eben diese Schweißnaht wurde bereits bei der Diskussion der Spannungstrajektorien in *Abschnitt 4.4.2.2* angesprochen. Auch dieser Effekt aus der Modellbildung des zusätzlich unterstützenden Sprengwerks stimmt somit zumindest qualitativ mit der tatsächlichen Tragfunktion der SCSC- Platte überein. Die Querschnittsflächen der Betonstreben A_{SF1} und A_{SF2} können nicht rechnerisch ermittelt, sondern nur auf Basis der Versuchsergebnisse und der FE- Rechnungen abgeschätzt werden. Hier nicht weiter behandelte Variantenrechnungen haben ergeben, dass mit Querschnittsflächen in der Größenordnung von je 300 bis 400 cm^2 die besten Näherungen zur tatsächlichen Tragwirkung der Platte erreicht werden. Um die kleinstmöglichen Flächen und somit einen unteren Grenzwert des Einflusses des Sprengwerks auf die Tragwirkung des gesamten Bauteils beurteilen zu können, ist es möglich, die Querschnittsflächen im Rahmen einer iterativen Berechnung so anzupassen, dass der Beton der Sprengwerkstäbe voll ausgenutzt ist.

Da das statische System bei Anordnung eines zusätzlichen Sprengwerks innerlich einfach statisch unbestimmt ist, ist zu dessen Lösung wie bereits in Abschnitt 5.3.1 angedeutet, äquivalent zum Kraftgrößenverfahren vorzugehen. Es ist ein statisch bestimmtes Grundsystem zu wählen, dessen Schnittgrößen- und Verformungszustand mit jenem eines skalierten Eins-Systems, also dem Schnittgrößen- und Verformungszustand aus der statisch unbestimmten Größe, überlagert wird. *Abbildung 5.69* zeigt die Anwendung dieses Prinzips im konkreten Fall.

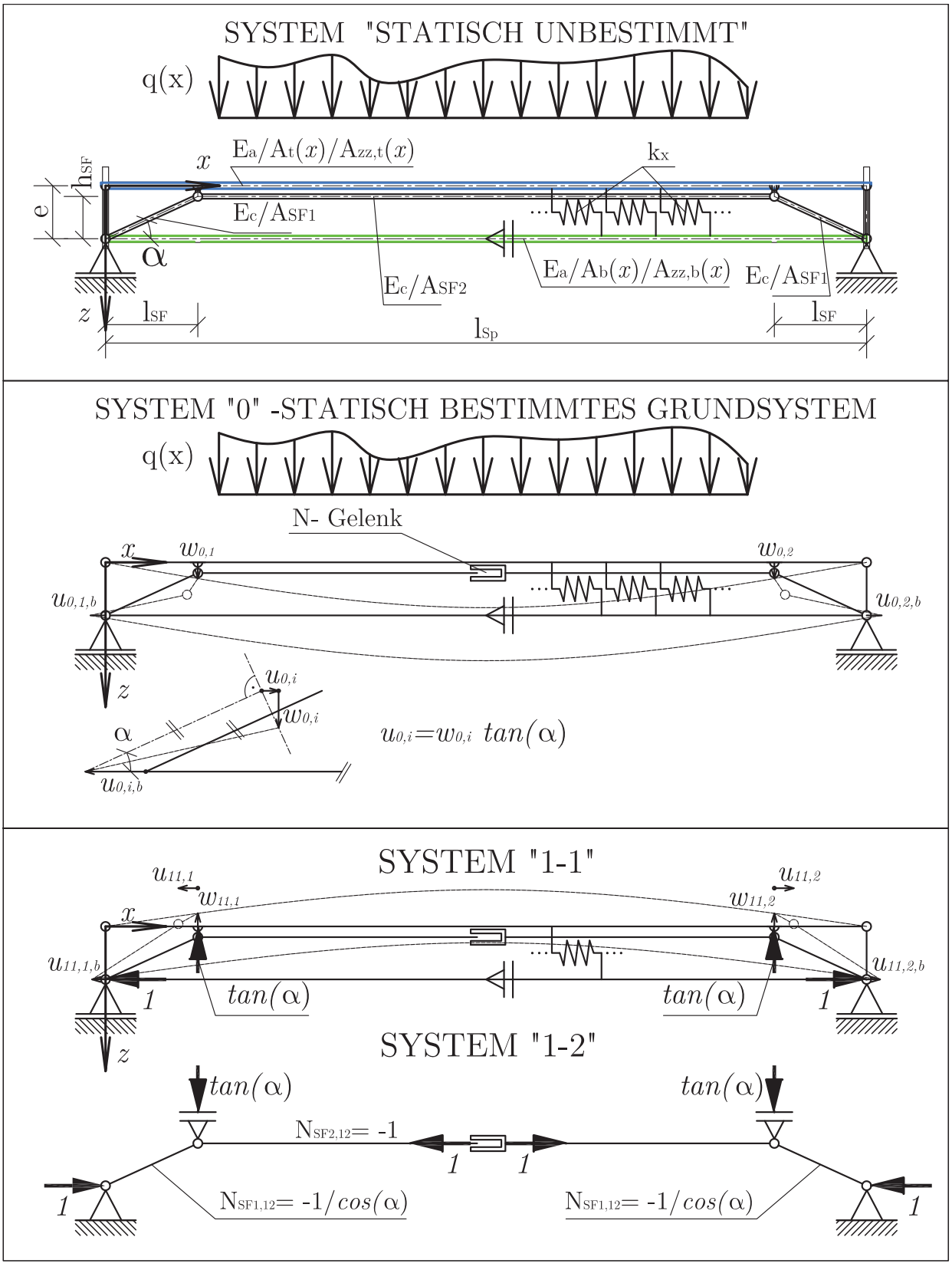


Abbildung 5.69: prinzipieller Rechenweg zur Lösung der statischen Unbestimmtheit

Für das statisch bestimmte Grundsystem (im Folgenden Null- System genannt) wird im Sprengwerkstab SF2 ein Normalkraftgelenk eingeführt. Somit trägt der elastisch gekoppelte Balken alleine und die Berechnung erfolgt wie die bereits beschriebene Berechnung des Systems ohne Sprengwerk. Dieses Null- System wird mit der äußeren Belastung $q(x)$ beaufschlagt. Dabei ist zu beachten, dass eine eventuelle Temperaturkrümmung hier nicht zur äußeren Belastung gezählt werden darf, da sich bei einer, über den Querschnitt linear verteilten, Temperaturverteilung auch das Sprengwerk entsprechend verkürzt oder verlängert. Mit der äußeren Belastung werden zunächst die Schnittgrößen- und Verformungsverläufe am Null- System ($\vec{X}_{Syst0}$) ermittelt. Die Klaffung des Normalkraftgelenks in SF2 ($\delta_{SF2,0}$) ergibt sich unter Berücksichtigung der horizontalen Auflagerverschiebungen ($u_{0,b}$) und der Vertikalverschiebungen an den Einleitungsstellen des Sprengwerks in den elastisch gekoppelten Träger (w_0) nach Gleichung (5.80). Ein positives Vorzeichen ist dabei gleichbedeutend mit einer „Verlängerung“ des Stabes SF2.

$$\delta_{SF2,0} = -u_{0,1,b} + u_{0,2,b} - (w_{0,1} + w_{0,2}) \tan(\alpha) \tag{5.80}$$

Nach der Kenntnis von $\delta_{SF2,0}$ wird das Eins- System berechnet. Dazu wird das System in zwei Teile zerlegt. Das Teilsystem *„11“*, also der elastisch gekoppelte Balken, wird dabei durch jene Kräfte belastet, die sich am Teilsystem *„12“*, also dem Betonsprengwerk alleine, als Auflagerkräfte einstellen. Dies sind zum einen zwei Einzellasten der Größe $-1/\tan(\alpha)$ in den Einleitungspunkten des Sprengwerks und zum anderen der Horizontalschub der Größe 1 an den Stabenden des unteren Teilquerschnitts. Auch für diese Belastung werden sämtliche Schnittgrößen- und Verformungsverläufe ($\vec{X}_{Syst1}$) nach der Theorie des elastischen Verbunds ermittelt. Der exzentrisch angreifende Horizontalschub kann in der Berechnung durch die Kombination einer globalen Normalkraft ($N_{glob,11} = 1$) sowie eines globalen Randmoments ($M_{glob,11} = 1 \cdot e_{bot}$) berücksichtigt werden. Die Klaffung des Normalkraftgelenks in SF2 zufolge der Tragwirkung des elastischen Verundträgers ($\delta_{SF2,11}$) kann nach der Berechnung der Verformungen des Teilsystems *„11“* nach (5.80) berechnet werden. Die Indizes *„0“* sind dabei durch *„11“* auszutauschen.

Das Teilsystem *„12“*, also das herausgelöste Sprengwerk, wird an den Stellen der Lasteinleitung in den elastisch gekoppelten Balken in z- Richtung gelagert und an der Stelle des Normalkraftgelenks mit zwei punktuellen Kräften der Größe 1 belastet. *Abbildung 5.69* zeigt die sich daraus ergebende Verteilung der Stabnormal- und Auflagerkräfte. Die Klaffung des Normalkraftgelenks in SF2 ($\delta_{SF2,12}$) wird mit dem Prinzip der virtuellen Kräfte berechnet und ergibt sich zu:

$$\delta_{SF2,12} = \frac{2l_{SF}}{\cos^3(\alpha) \cdot E_c A_{SF1}} + \frac{l_{Sp} - 2l_{SF}}{E_c A_{SF2}} \tag{5.81}$$

Die Gelenksklaffungen des Teilsystems *„11“* und des Teilsystems *„12“* können zur resultierenden Klaffung des Eins- Systems $\delta_{SF2,1}$ aufsummiert werden.

$$\delta_{SF2,1} = \delta_{SF2,11} + \delta_{SF2,12} \tag{5.82}$$

Über die Verträglichkeitsbedingung, dass die Differenzverformung an der Stelle des Normalkraftgelenks des Stabes SF2 gleich Null sein muss, kann die sich einstellende Stabkraft

N_{SF2} nach (5.83) ermittelt werden. Die Schnittgrößen- und Verformungsverläufe des resultierenden, statisch unbestimmten, Systems unter der äußeren Last $q(x)$ ergeben sich aus der Überlagerung der Verläufe des Null- Systems mit den gewichteten Verläufen des Eins-Systems. Der Gewichtungsfaktor der Überlagerung ist dabei, wie aus (5.84) ersichtlich, der negative Wert der Stabkraft N_{SF2}.

$$N_{SF2} = (-1)\,\frac{-\delta_0}{\delta_1} \tag{5.83}$$

$$\vec{X} = \vec{X}_{Syst0} - N_{SFV} \cdot \vec{X}_{Syst1} \tag{5.84}$$

$$\text{mit } \vec{X} = \left[\vec{N}_t; \vec{N}_b; \vec{M}_t; \vec{M}_b; \vec{w}_t\right]$$

Sind die Schnittgrößen des Sprengwerks bekannt, können die Spannungen und Verzerrungen dieses Teilsystems ermittelt werden. Zur Berechnung der Betonspannungen in den Sprengwerkstäben werden die Normalkräfte N_{SF1} und N_{SF2} durch die jeweiligen Querschnittsflächen A_{SF1} und A_{SF2} dividiert. Ist das Sprengwerk mit einem Querschnitt kombiniert, bei dem am oberen Teilquerschnitt ein Teil des Füllbetons im starren Verbund berücksichtigt wird, ist die Fläche A_{SF2} des horizontalen Druckstabes des Sprengwerks sowohl bei der Berechnung der Gelenksklaffung $\delta_{SF2,1}$ nach (5.82) als auch bei der Spannungsermittlung mit dem mitwirkenden Betonteil des Teilquerschnitts gleich zu setzen. Bei Auswahl des Querschnitts mit veränderlicher mitwirkender Betonhöhe wird zur Berechnung der Klaffung $\delta_{SF2,1}$ nach (5.82) ein konstanter Ersatzquerschnitt A_{SF2} verwendet, mit dem sich bei gleicher Länge die gleiche Verkürzung des Sprengwerkstabs SF2 ergibt. Bei der Berechnung der resultierenden Gesamtspannungen werden die Betonnormalspannungen des oberen Teilquerschnitts, die aus Normalkraft und Biegemoment der Tragwirkung „elastischer Verbund“ resultieren, im betreffenden Teilbereich von SF2 mit den Normalkraftspannungen des Systems „Sprengwerk“ überlagert.

Zur Berechnung der Stahlspannungen erfolgt nach den Gleichungen (5.71) unter Ansatz der statisch unbestimmt ermittelten Teilschnittgrößen aus (5.84). Die Zugbandwirkung des unteren Teilquerschnitts aus der Sprengwerkswirkung ist in diesen Teilschnittgrößen enthalten.

Wie bereits erwähnt, ist die Anordnung des Sprengwerks eine Näherung zur Abbildung der im Stabwerksmodell beobachteten Effekte. Eine derartige Vereinfachung ist im Rahmen des statischen Satzes möglich, sofern die Modellbildung im gesamten System konsistent beibehalten wird. Die Einleitung der vertikalen Abstützkraft des Sprengwerks $N_{SF,v}$ in den oberen Teilquerschnitt kann über Kontaktspannungen in der Kehle zwischen dem oberen, außenliegenden Blech und der Dübelleiste erfolgen. Auf Grund der Annahme der starren Kopplung der Teilquerschnitte in vertikaler Richtung aus *Abschnitt 5.3.1* wird diese Abstützkraft im Rechenmodell jedoch auf den oberen und den unteren Teilquerschnitt aufgeteilt. Daher ist es für die Modellkonsistenz notwendig, eine Sprengwerksgeometrie im Kontinuum der Platte zu finden, mit der diese Randbedingung eingehalten werden kann. Eine Möglichkeit zur Aktivierung des unteren Querschnitts ist die Verwendung der Druckstreben VS, die bereits in *Abschnitt 5.2* zur Kopplung der vertikalen Durchbiegungen der beiden Teilquerschnitte eingeführt wurden. *Abbildung 5.70* zeigt die so entstehende Rückführung des zweidimensionalen Sprengwerks in eine räumliche Geometrie. Zur besseren Lesbarkeit sind die außen liegenden

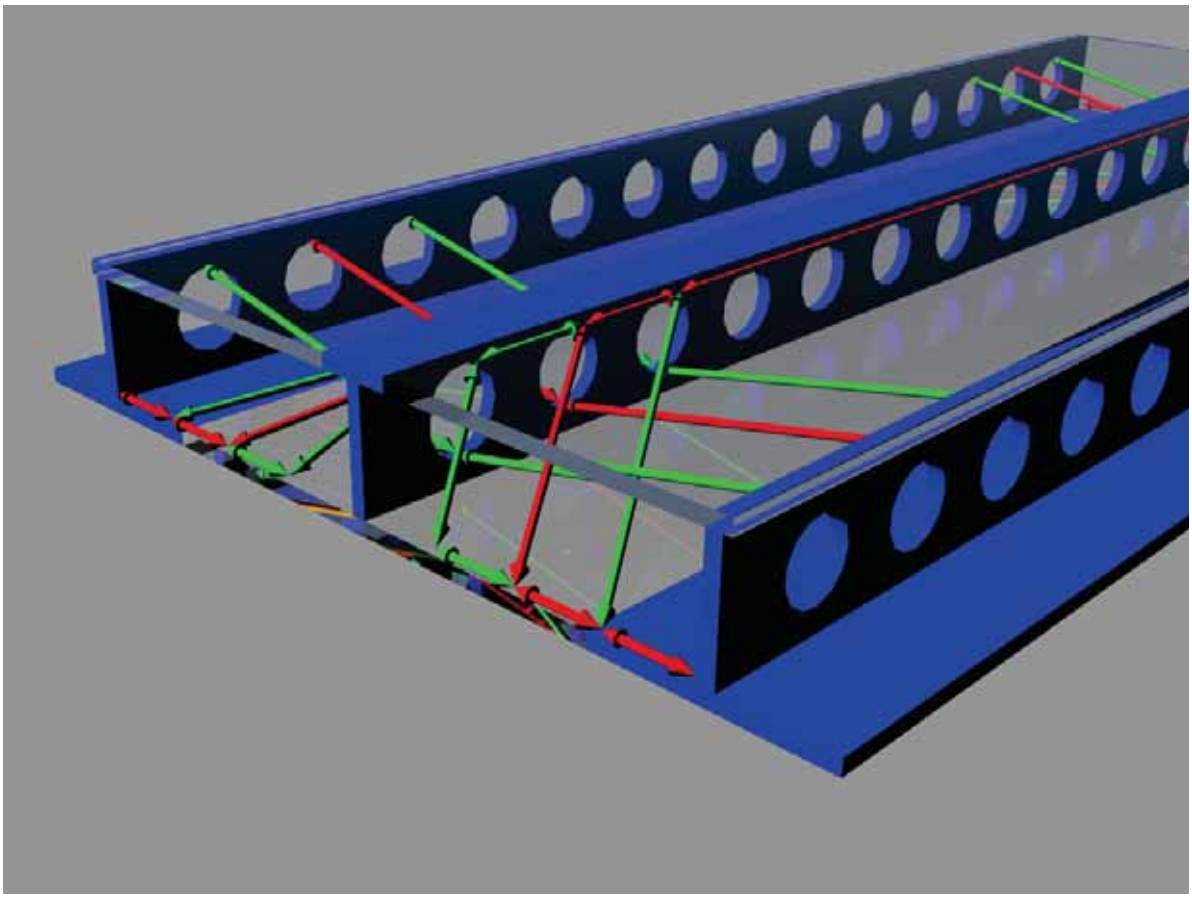


Abbildung 5.70: Dreidimensionale Darstellung einer möglichen Modellbildung des Spregwerks

Bleche in dieser Abbildung teilweise transparent dargestellt. Die rot eingefärbten Streben entsprechen jenen Stäben, die in der obenstehenden Ableitung in der Projektion in die $x-z$-Ebene angesetzt werden. Die grün eingefärbten Streben stellen mögliche Zusatzstäbe dar, auf welche die Stabkraft $N_{SF,1}$ bei großen Vertikallasten ohne Versatz der Systemlinie aufgeteilt werden kann. Mit Hilfe der hier gezeigten Geometrie können die Sprengwerkskräfte $N_{SF,1}$ und $N_{SF,2}$ auf diskrete Betonstreben aufgeteilt werden. Damit ist nach Kenntnis der Schnittkräfte und Spannungen aus der globalen Tragwirkung im Rahmen einer Nachlaufrechnung sowohl eine Untersuchung der Lasteinleitung in den oberen und den unteren Teilquerschnitt als auch eine Kontrolle der Betonspannungen möglich. Eine konkrete Anwendung dieser Modellbildung ist im Berechnungsbeispiel in *Kapitel 6* vorgeführt.

5.3.3.3 Koppelfedersteifigkeiten und Druckstrebenspannungen

Zur Lösung der Differentialgleichungen des elastischen Verbunds ist es von zentraler Bedeutung, die Federsteifigkeit k_x der Streckenfeder in der Koppelfuge zu kennen. Aufbauend auf dem in *Abschnitt 2.4.1* vorgestellten und mit *Kapitel 4* bestätigten Tragmodell der SCSC-Platte wird die Koppelfedersteifigkeit im Folgenden aus den horizontal liegenden Druckdiagonalen im Betonkörper hergeleitet.

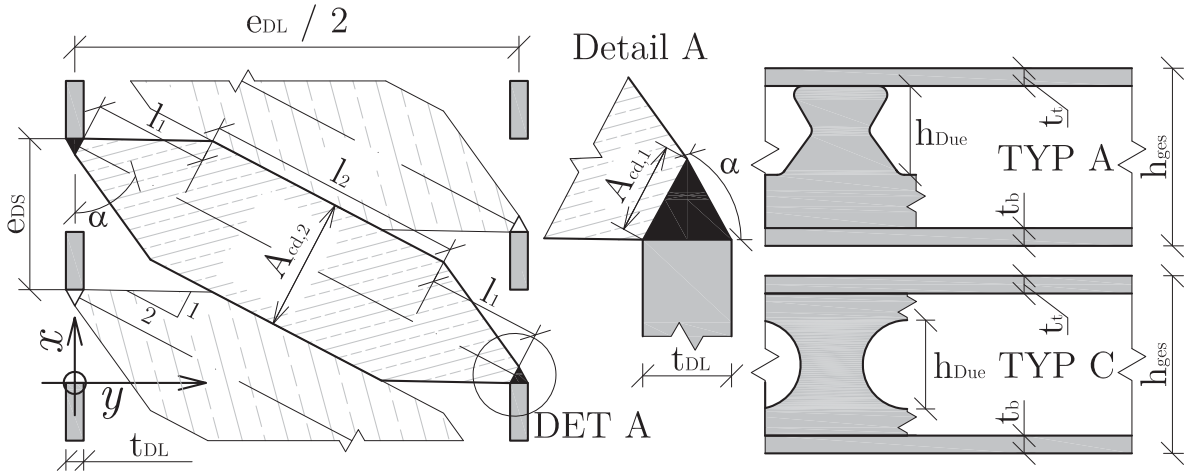


Abbildung 5.71: Abmessungen und Bezeichnungen der Betondruckstreben

Abbildung 5.71 zeigt die Druckdiagonale und die notwendigen Maße in Grundriss und Schnitt des Systems. Die Strebe steht im Winkel α auf die $x-$Achse der Platte. Der Wert von α muss in Abstimmung mit den Dübelabständen der untersuchten Platte und den Ergebnissen der FE- Berechung in der Größenordnung von $30° - 40°$ abgeschätzt werden. Zur Festlegung der Strebengeometrie wird das von Petraschek in [Pet08] beschriebene „Betonfluidmodell“ unterstellt. Dabei stellt sich direkt an der Stahldübelkante ein Bereich sehr konzentrierter Kräfte ein, der in „Detail A“ der *Abbildung 5.71* als schwarz hinterlegter Keil dargestellt ist. Da in diesem Bereich der Beton allseits umschlossen ist, wirkt sich dort eine lokal begrenzte Zerstörung des Gefüges auf die Tragfähigkeit des Systems nicht aus. Das Material in diesem Bereich wird sozusagen als „Flüssigkeit“ betrachtet, die einen konstanten Druck aufweist. An diesem „Flüssigkeitskeil“ stützen sich die Betondruckstreben ab. An deren Enden weisen diese Betondruckstreben die Fläche $A_{cd,1}$ auf. In Anlehnung an die Teilflächenbelastung aus EN 1992-1-1, Kapitel 6.7 [EN111] dürfen im Bereich von $A_{cd,1}$ die zulässigen Betonspannungen um den Faktor $\sqrt{\frac{A_{cd2}}{A_{cd1}}} \leq 3$ erhöht werden. $A_{cd,2}$ ist hierbei die sich aus der Geometrie der Platte ergebende, maximal mögliche Druckstrebenfläche. Die Lastausbreitung zwischen den Flächen $A_{cd,1}$ und $A_{cd,2}$ ist in [EN111] mit einem Winkel von 1 : 2 begrenzt.

$A_{cd,1}$ ergibt sich näherungsweise aus der Höhe des Betondübels h_{Due} und der Strebenneigung α. Die maximale Strebenfläche $A_{cd,2}$ wird durch die Plattengeometrie bestimmt.

$$A_{cd,1} = \frac{t_{DL}}{2\cos(\alpha)} \cdot h_{Due} \tag{5.85}$$

$$A_{cd,2} = e_{DS} \cdot \sin(\alpha) \cdot (h_{ges} - t_t - t_b) \tag{5.86}$$

Die Länge der Betondruckstrebe kann mit dem Strebenwinkel α und dem Abstand zwischen zwei Dübelleisten $\frac{e_{DL}}{2}$ berechnet werden.

$$l_{ges} = \frac{e_{DL}}{2\sin(\alpha)} \tag{5.87}$$

Unter der Annahme eines Lastausbreitwinkels von 1 : 2 im Grundriss ergibt sich als Stre-

benlänge l_1, also der Länge des Strebenteils mit veränderlichem Querschnitt zu:

$$l_1 = e_{DS} \cdot \sin(\alpha) - \frac{t_{DL}}{2\cos(\alpha)} \tag{5.88}$$

Somit verbleibt als Strebenlänge l_2, also als jenem Teil mit konstantem Querschnitt, die Länge:

$$\begin{aligned} l_2 &= l_{ges} - 2l_1 \\ l_2 &= \frac{e_{DL}}{2\sin(\alpha)} - 2\left(e_{DS} \cdot \sin(\alpha) - \frac{t_{DL}}{2\cos(\alpha)}\right) \end{aligned} \tag{5.89}$$

Für den Stab mit veränderlicher Bauhöhe und den Bezeichnungen gemäß der linken Seite von *Abbildung 5.72* ergibt sich nach Rubin [Rub] unter Normalkraftbeanspruchung die Verkürzung:

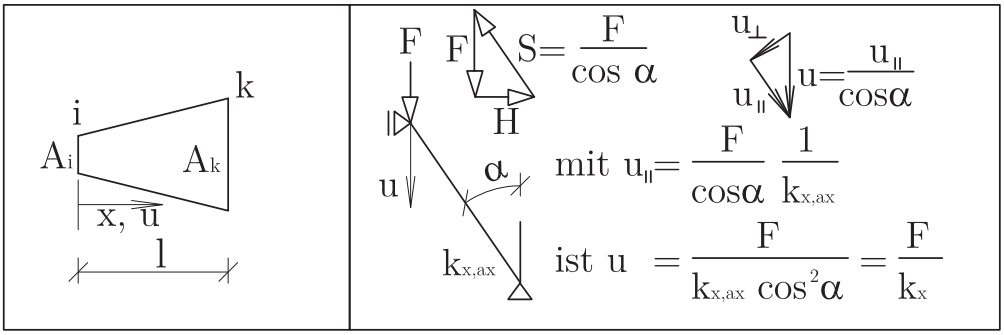


Abbildung 5.72: links: der Stab mit veränderlicher Bauhöhe/ rechts: Ermittlung der Federsteifigkeit geneigter Stäbe

$$u(x=l) = \frac{N \cdot \ln\left(\frac{A_k}{A_i}\right)}{\frac{EA_i}{l}\left(\frac{A_k}{A_i} - 1\right)} \tag{5.90}$$

Nach Einsetzen der Bezeichnungen der Betondruckstrebe und der Normalkraft 1 ergibt sich durch Umformung die Federsteifigkeit in Druckstrebenachse für den Bereich mit veränderlicher Bauhöhe $k_{x,ax,1}$ zu:

$$k_{x,ax,1} = \frac{EA_{cd,1}}{l_1} \cdot \frac{\frac{A_{cd,2}}{A_{cd,1}} - 1}{\ln\left(\frac{A_{cd,2}}{A_{cd,1}}\right)} \tag{5.91}$$

Der Bereich mit konstantem Querschnitt weist die folgende Federsteifigkeit $k_{x,ax,2}$ in Strebenachse auf:

$$k_{x,ax,2} = \frac{EA_{cd,2}}{l_2} \tag{5.92}$$

Die Federn sind in der Stabachse seriell geschalten. Um eine Gesamtfedersteifigkeit der Druckstrebe zu erhalten, sind also die Reziprokwerte der Einzelsteifigkeiten zu addieren.

$$k_{x,ax} = \frac{1}{\frac{1}{k_{x,ax,1}} + \frac{1}{k_{x,ax,2}} + \frac{1}{k_{x,ax,1}}} \tag{5.93}$$

Die Federsteifigkeit in Richtung der Platten $x-$Achse ergibt sich nach der rechten Seite von *Abbildung 5.72* durch Multiplikation der Federsteifigkeit in Stabachse mit $\cos^2(\alpha)$. Aus Gründen des Gleichgewichts müssen an jedem Dübel zwei Druckstreben angreifen. Werden zusätzlich noch die Einzelfedersteifigkeiten der Stahlzähne der Dübelleiste $k_{x,Zahn}$ nach *Abschnitt 5.2.2.2* beziehungsweise *Abschnitt 5.2.3.2* berücksichtigt, ergibt sich wiederum eine Serienschaltung. Durch Division durch den Strebenabstand e_{DS} wird die Steifigkeit der diskreten Einzelfedern in eine Streckenfedersteifigkeit verschmiert.

$$k_x = \frac{1}{\frac{1}{2k_{x,ax}\cos^2(\alpha)} + \frac{2}{k_{x,Zahn}}} \cdot \frac{1}{e_{DS}} \tag{5.94}$$

Nach erfolgter Berechnung kann aus dem ermittelten Schubflussverlauf $\vec{T}_t = \vec{T}_b$ die Verteilung der Betonspannungen in den Druckstreben rückgerechnet werden. Dies geschieht ebenfalls in verschmierter Form. Das heißt, dass die Kräfte und Spannungen nicht diskret an den Stellen der Diagonalen, sondern als Verläufe über die Balkenläge berechnet werden. Der Verlauf der Drucknormalkräfte in den Betonstreben über die Balkenlänge ergibt sich aus dem Schubfluss T, der Einflusslänge e_{DS} und dem Strebenwinkel α zu:

$$\vec{N}_{cd} = \frac{\vec{T} e_{DS}}{2\cos(\alpha)} \tag{5.95}$$

Aus der Division durch die entsprechende Fläche können dann die Verläufe der Strebenspannungen über die Balkenlänge ermittelt werden:

$$\vec{\sigma}_{cd,1} = \frac{\vec{N}_{cd}}{\vec{A}_{cd,1}} \tag{5.96}$$

$$\vec{\sigma}_{cd,2} = \frac{\vec{N}_{cd}}{\vec{A}_{cd,2}} \tag{5.97}$$

Als Widerstand an der Stelle der Strebenquerschnittsfläche $A_{cd,1}$ kann, wie bereits erwähnt, der Widerstandswert der Teilflächenbelastung aus EN 1992-1-1, Kapitel 6.7 [EN111] eingesetzt werden. Reicht dies für die Erbringung des Nachweises nicht aus, kann untersucht

werden, ob der Knotenbereich vergrößert werden kann. *Abbildung 5.73* zeigt beispielhaft, anhand einer willkürlich festgelegten Druckstrebenneigung von 40° und einer Dübelleistendicke von 20 mm, die theoretisch mögliche Vergrößerung der Druckknoten. Dabei ist ganz links die in diesem Abschnitt beschriebenen Geometrie und ganz rechts ein kreisförmiger Fluidbereich dargestellt. Des Weiteren kann untersucht werden, ob nach Model Code [Mod11] höhere Widerstände für den dreiachsialen Spannungszustand unterstellt werden können. Beides ist im Einzelfall zu prüfen.

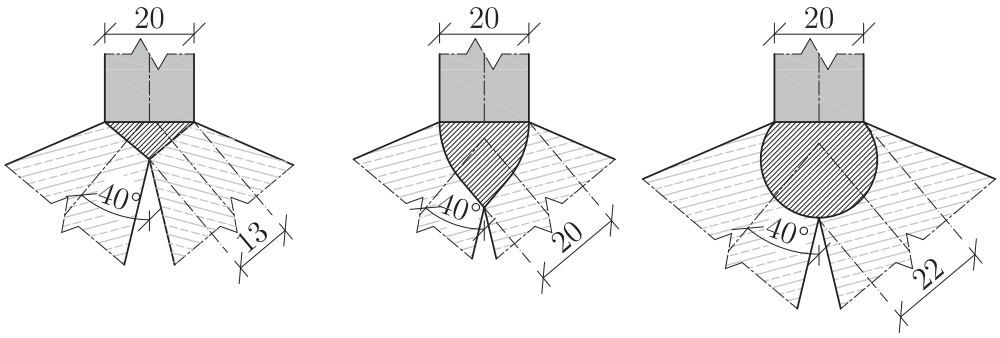


Abbildung 5.73: mögliche Geometrien zur Vergrößerung der Fläche $A_{cd,1}$ an den Druckknoten

An der Stelle der Strebenquerschnittsfläche $A_{cd,2}$ ist die Spannung $\sigma_{cd,2}$ gleichmäßig über den gesamten Betonquerschnitt verteilt. Daher sollte dort maximal der Bemessungswiderstand der Betonspannungen ohne Erhöhungsfaktoren eingehalten werden. In [Mod11] wird als Widerstand für Druckstreben von Fachwerksmodellen sogar ein gegen die übliche Betonfestigkeit abgeminderter Wert angegeben. Der Abminderungsfaktor beträgt dabei rund $0,75$.

5.3.3.4 Modelle zur vereinfachten Ermittlung der Traglast

Das vorgestellte Verfahren auf Basis des elastischen Verbunds ist, wie aus den Grundvereinbarungen in *Abschnitt 5.3.1* ablesbar, ein materiell und geometrisch lineares Verfahren nach Theorie erster Ordnung. Somit ist mit dieser Berechnungsmethode eine plastische Berechnung an sich nicht möglich. Es kann jedoch eine Berechnung nach dem Verfahren **EP** nach [EN112a] durchgeführt werden. Dies bedeutet, dass die Schnittgrößen der Teilquerschnitte elastisch (**E**), also nach dem hier vorgestellten Verfahren, berechnet und die Querschnittswiderstände plastisch (**P**) mit Hilfe von Querschnittsinteraktionen ermittelt werden.

Abbildung 5.74 verdeutlicht prinzipiell die Anwendung des Verfahrens **EP** auf die Berechnung der Traglast. Es wird ein Lastniveau im linear elastischen Bereich der Tragwerksantwort gewählt(Pkt1). Dieser Belastungsstufe(V_{Pkt1}), sind die Teilquerschnitts- Schnittgrößen $N_{t,Pkt1}$ und $M_{t,Pkt1}$ sowie $N_{b,Pkt1}$ und $M_{b,Pkt1}$ zugeordnet. Diese Schnittgrößenkombinationen bilden in den M-N- Interaktionsdiagrammen der Teilquerschnitte je einen Punkt. Da die Berechnung nach der Theorie des elastischen Verbunds linear ist, kann eine gedachte Linie, die in *Abbildung 5.74* durch die Strecke SG1 gekennzeichnet ist, vom Koordinatenursprung bis zu diesem Punkt so weit verlängert werden, bis sie die Interaktionskurve schneidet. Die

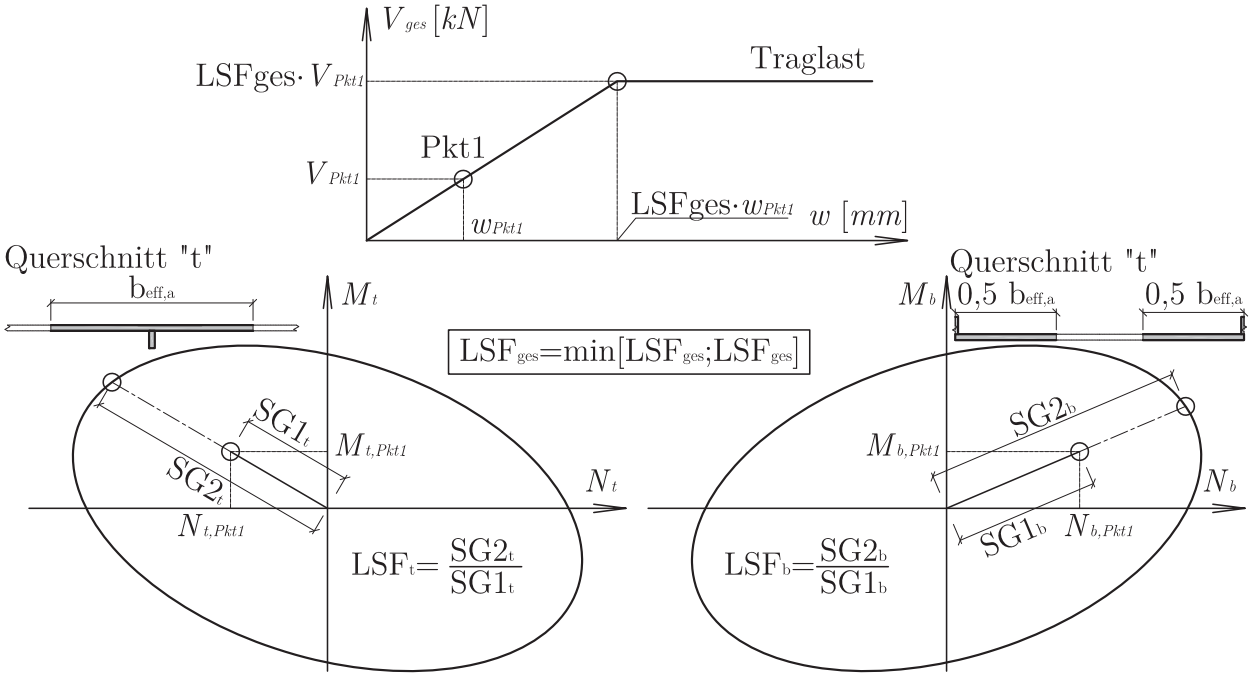


Abbildung 5.74: prinzipielle Vorgehensweise zur Ermittlung der Traglast nach dem Verfahren EP

Strecke vom Ursprung bis zum Schnittpunkt mit der Interaktionskurve wird mit SG2 bezeichnet. Das Verhältnis der Strecken SG2 zu SG1 entspricht dem Steigerungsfaktor, um den die berechnete Laststufe V_{Pkt1} vergrößert werden kann, bis der betrachtete Querschnitt versagt.

Diese Vorgehensweise wird sowohl für den oberen als auch den unteren Teilquerschnitt angewendet. Der kleinere der beiden Laststeigerungsfaktoren ist maßgebend und wird mit LSF_{ges} bezeichnet. Die plastische Grenzlast des Systems ergibt sich aus dem Produkt der Vertikallast der berechneten Laststufe und dem Steigerungsfaktor und kann beispielsweise im Kraft- Verformungsdiagramm als horizontale Linie eingetragen werden. Eine Anwendung mit Zahlenwerten wird im Rahmen von *Abschnitt 5.3.5* vorgeführt.

5.3.4 Beschreibung eines Berechnungsprogramms auf Basis des Differenzenverfahrens

Im Zuge der vorliegenden Arbeit wurde ein Berechnungsprogramm zur Beschreibung der Tragfunktion von SCSC- Platten entwickelt. Dieses Programm wurde auf Matlab [TM10] erstellt und baut auf dem in *Abschnitt 5.3.2* beschriebenen Differenzenverfahren sowie auf der in *Abschnitt 5.3.3* dargelegten Modellbildung der SCSC- Platte auf. Es beinhaltet diverse Einstellungsmöglichkeiten, um einerseits ein möglichst breites Anwendungsgebiet abzudecken und andererseits auch mit der Theorie des elastischen Verbunds Grenzwertbetrachtungen durchführen sowie den Einfluss diverser Parameter untersuchen zu können.

Im Wesentlichen ist das Programm modular aufgebaut. Jedes Modul ist mit einer grafischen

Oberfläche ausgestattet, um die Bedienung zu erleichtern und somit die Benutzerfreundlichkeit zu steigern. Die Module sind wie folgt bezeichnet:

- Das Grundmodul *SCSC_ElVerb*
- Das Modul zur Ermittlung von Querschnittswerten und Koppelfedersteifigkeit *SCSC_QS_Fed*
- Das Modul zur Eingabe der Belastungen *SCSC_Load*
- Das Gleichungslöser- Modul mit dem Rechenkern *SCSC_solve*
- Das Modul zur Visualisierung der Ergebnisse *SCSC_Result*

Das Programmmodul *SCSC_ElVerb* ist das Basismodul und wird zum Starten des Berechnungsprogramms aufgerufen. Danach öffnet sich die Eingabemaske, die in *Abbildung 5.75* dargestellt ist.

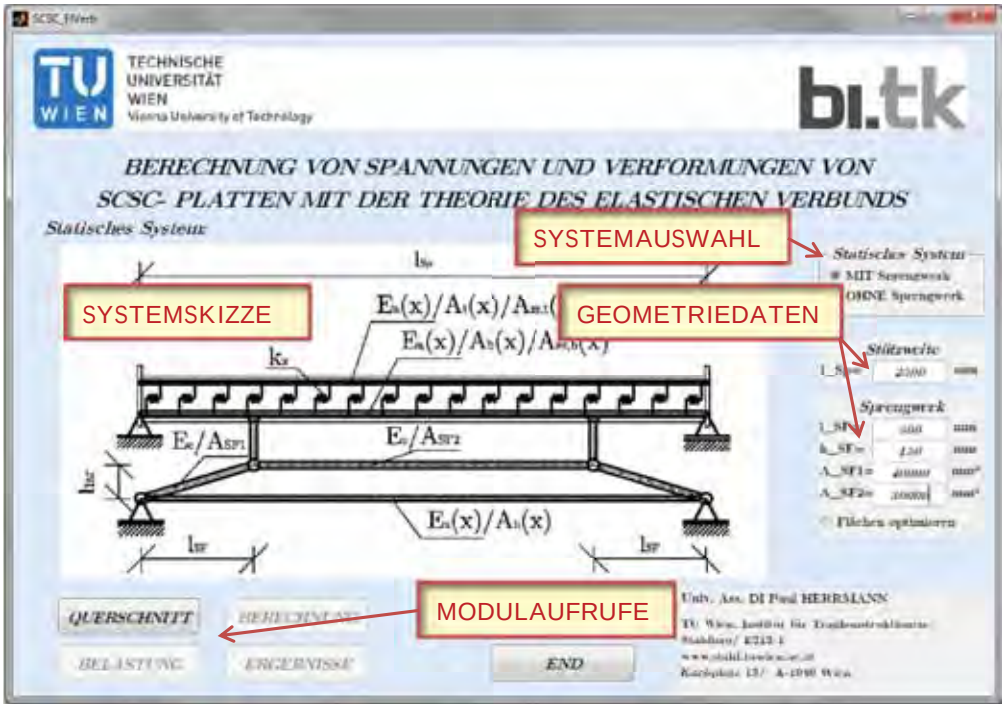


Abbildung 5.75: Screenshot des der Benutzeroberfläche Grundmoduls *SCSC_ElVerb*

Links in der Eingabemaske ist eine Skizze des statischen Systems zu sehen. Rechts neben der Querschnittsskizze werden die Angaben zum Tragsystem ausgewählt, beziehungsweise eingegeben. Mit der Auswahlmöglichkeit *„MIT Sprengwerk“* kann das in 5.3.3.2 erläuterte, zusätzliche Betonsprengwerk berücksichtigt werden. Bei Auswahl der Option *„OHNE Sprengwerk“* werden die Ergebnisse ohne diesem zusätzlichen Element ermittelt. In *Abbildung 5.75* ist dabei das System *„MIT Sprengwerk“* aktiviert.

Unterhalb wird die Stützweite eingegeben. Diese ist in Schritten von ganzen $10\,mm$ zu wählen, da die zur Anwendung des Differenzenverfahrens notwendige Teilung Δx des elastisch gekoppelten Balkens im Rechenmodell mit diesem Maß voreingestellt ist. Die Geometriedaten des eventuell zu berücksichtigenden Sprengwerks werden direkt darunter eingegeben. Die Querschnittsflächen der Sprengwerkstäbe können durch die Auswahl der Option *„Flächen optimieren“* im Zuge der Berechnung so iteriert werden, dass sie genau eine Spannung von f_{cd} aufweisen. Somit werden also die kleinstmöglichen Querschnitte für die gegebene Betondruckfestigkeit ermittelt.

Unter der Querschnittsskizze sind die Auswahlfelder zum Aufruf der weiteren Module des Programms angeordnet. Diese sind beim Programmstart deaktiviert und werden dem Eingabefortschritt entsprechend freigeschalten. Nach einer bestätigten Eingabe in einem Untermodul werden die jeweiligen Werte des betreffenden Moduls in *SCSC_ElVerb* abgespeichert und sind somit bei einem neuerlichen Aufruf des gleichen Untermoduls wieder verfügbar und bereits eingetragen.

Nach den Anwählen des Buttons *„QUERSCHNITT“* im Modul *SCSC_ElVerb* wird das Modul *SCSC_QS_Fed* aufgerufen. Die Eingabemaske dieses Unterprogramms ist in *Abbildung 5.76* dargestellt.

Oben in der Eingabemaske werden die Grundeinstellungen zur Berechnung ausgewählt. Von links nach rechts sind das:

- ***Die Verbundart***

  „ohne Verbund“ die Koppelfedersteifigkeit wird auf $10^{-20}\,N/mm$ gesetzt und sämtliche Eingabefelder zur Ermittlung der Druckstrebenflächen deaktiviert. Die Ergebnisse der Theorie des elastischen Verbunds entsprechen dann in sehr guter Näherung den Ergebnissen von zwei verbundlos aufeinander gelegten Stäben mit erzwungen gleicher Durchbiegung. Die Steiner-Anteile der Teilquerschnitte werden dabei nicht aktiviert.

  „elastischer Verbund“ die Eingabefelder zur Ermittlung der Druckstrebenflächen werden aktiviert und die Koppelfedersteifigkeit nach *Abschnitt 5.3.3.3* ermittelt. Die Steiner-Anteile der Teilquerschnitte werden dabei teilweise aktiviert.

  „starrer Verbund“ die Koppelfedersteifigkeit wird auf $10^{20}\,N/mm$ gesetzt und sämtliche Eingabefelder zur Ermittlung der Druckstrebenflächen deaktiviert. Die Ergebnisse der Theorie des elastischen Verbunds entsprechen dann in sehr guter Näherung den Ergebnissen von zwei starr gekoppelten Stäben. Die Steiner-Anteile der Teilquerschnitte werden dabei voll aktiviert.

- ***Die mittragende Breite***

  „berücksichtigen“ für die Stahlgurte und den eventuell berücksichtigten mitwirkenden Betonteil des oberen Teilquerschnitts werden mittragenden Breiten nach *Abschnitt 5.3.3.1* ermittelt.

  „nicht berücksichtigen“ die Gurtbreiten der Stahl- und der Betongurte werden sowohl für die Schnittgrößenermittlung als auch für die Berechnung der Spannungen konstant mit b_0 angenommen.

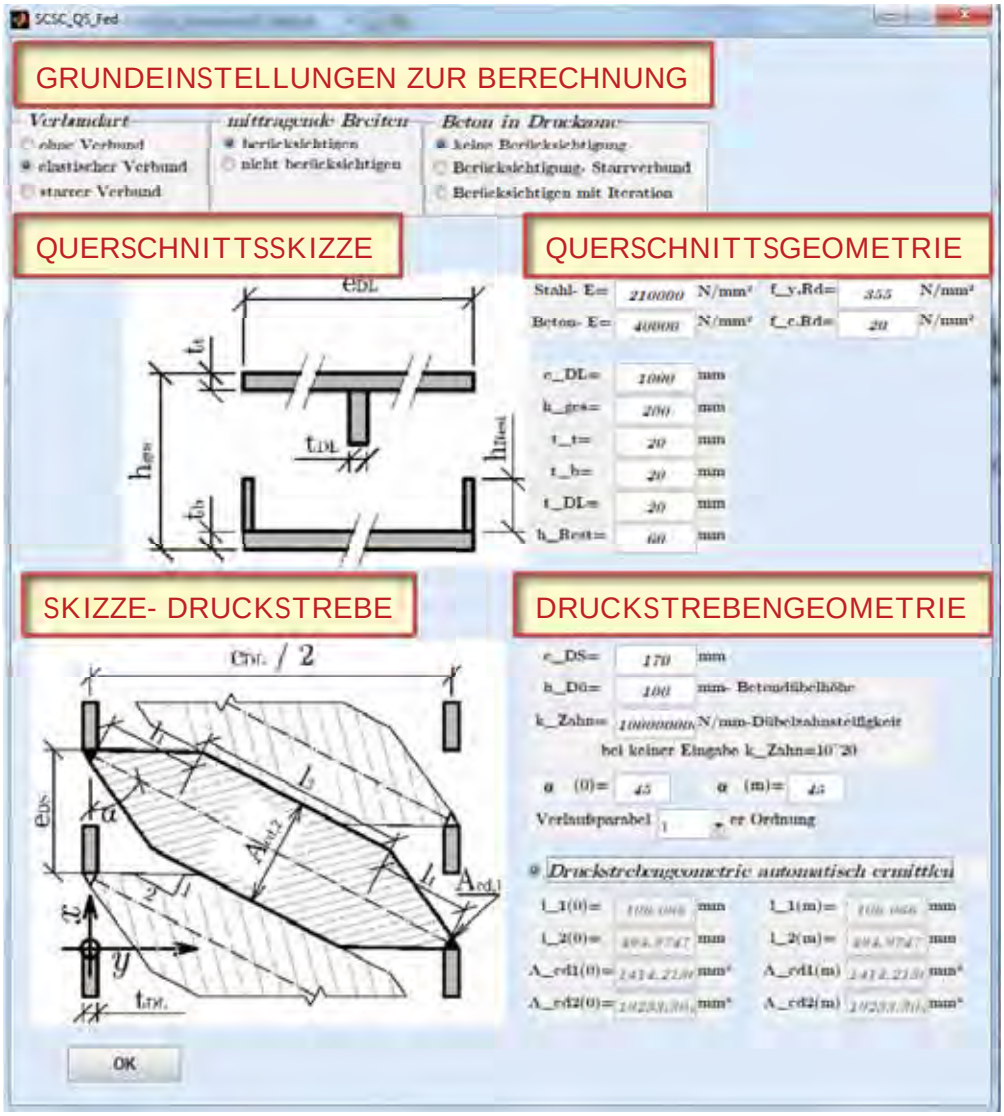


Abbildung 5.76: Screenshot des der Benutzeroberfläche Querschnitts- Moduls *SCSC_QS_Fed*

- ***Die Berücksichtigung von Beton in der Druckzone***

  „keine Berücksichtigung“ für das System des elastisch gekoppelten Stabs werden gemäß den Ausführungen in *Abschnitt 5.3.3.1* nur die Stahlquerschnitte berücksichtigt.

  „Berücksichtigung- Starrverbund“ Für den gedrückten oberen Teilquerschnitt wird ein Betonteil im starren Verbund berücksichtigt. Die genaue Vorgehsweise ist in *Abschnitt 5.3.3.1* erläutert.

  „Berücksichtigen mit Iteration“ am oberen Teilquerschnitt wird ein Betonanteil im starren Verbund mitberücksichtigt und dessen Höhe, wie in *Abschnitt 5.3.3.1* beschrieben, iteriert.

Links unterhalb des Feldes zu den Grundeinstellungen befindet sich eine Querschnittsskizze, in der die zur eindeutigen Beschreibung notwendigen Variablen definiert und bezeichnet

sind. Rechts der Skizze werden sämtliche Zahlenwerte der Querschnittsabmessungen sowie die E- Moduli und Fließgrenzen der verwendeten Materialien eingetragen. Unterhalb der Querschnittsskizze ist der Grundriss einer Betondruckstrebe im Platteninneren, inklusive der zur eindeutigen Beschreibung notwendigen Variablen und deren Bezeichnungen dargestellt. Rechts daneben befinden sich die Eingabefelder zur Definition der Druckstrebengeometrie. Es besteht die Möglichkeit, die Federsteifigkeit der Dübelzähne nach *Abschnitt 5.2.2.2* beziehungsweise *Abschnitt 5.2.3.2* bei der Ermittlung Steifigkeit der Streckenfeder in der Koppelfuge mit zu berücksichtigen. Außerdem kann die Druckstrebenneigung α über die Stützweite variiert werden. Der Verlauf zwischen dem Wert α_0 am Auflager und α_m in Feldmitte kann linear oder nach einer Parabel zweiter Ordnung gewählt werden.

Sind sämtliche oben genannten Geometriewerte ausgefüllt, können durch die Auswahl der Option *„Druckstrebengeometrie automatisch ermitteln“* die Querschnittsflächen und Teillängen der Druckstreben in Übereinstimmung mit *Abschnitt 5.3.3.3* berechnet werden. Ist dies nicht gewünscht, können durch Deaktivieren eben dieser Schaltfläche die Eingabefelder der Druckstreben aktiviert und somit die Querschnittsflächen und Längen händisch verändert werden. Dies ist beispielsweise zur Berücksichtigung vergrößerter Fluidbereiche nach *Abbildung 5.73* nützlich.

Durch die Auswahl der Schaltfläche *„OK“* werden sämtliche erforderliche Querschnittwerte sowie die Koppelfedersteifigkeiten am Auflager und in Feldmitte berechnet und an das Hauptmodul *SCSC_ElVerb* zurückgegeben. Das Fenster *SCSC_QS_Fed* wird geschlossen und im Hauptmodul die Anwahlmöglichkeit des Belastungsmoduls freigeschalten. Die Eingabemaske des Moduls *SCSC_Load* ist in *Abbildung 5.77* dargestellt.

Im oberen Teil der Eingabemaske befindet sich eine Skizze des elastisch gekoppelten Balkens mit den zur Eingabe der Belastungen notwendigen Definitionen der Variablennamen. Mögliche Belastungen sind fünf verschiedene, linear veränderliche Vertikallasten beliebiger Längen, fünf punktuelle, vertikale Einzellasten, Randmomente sowie Normalkräfte an den Stabenden und ein über die Querschnittshöhe linear verteilter Temperaturverlauf.

Unterhalb der Skizze befinden sich Tabellen und Eingabefelder zur Definition von Größe und geometrischer Lage der gewünschten Belastungen. Durch das Auswählen der Schaltfläche *„OK“* werden die definierten Lastwerte an das Hauptmodul *SCSC_ElVerb* zurückgegeben. Das Fenster *SCSC_Load* wird geschlossen und im Hauptmodul die Anwahlmöglichkeit des Berechnungsmoduls *SCSC_solve* freigeschalten. Durch Anklicken der Schaltfläche *„BERECHNUNG“* wird das Berechnungsmodul gestartet.

In diesem Modul werden zunächst alle Systemabmessungen, Querschnittwerte, Federsteifigkeiten und Belastungsgrößen eingelesen und dann, den zuvor getroffenen Grundeinstellungen entsprechend, weiter verarbeitet. Als Ergebnis liefert dieses Modul Vektoren, die sämtliche Ergebnisverläufe der Schnittkräfte, Verformungen, Spannungen und Dehnungen enthalten. Diese Ergebnisvektoren werden anschließend im Modul *SCSC_Result* eingelesen und weiter verwendet.

Der prinzipielle Berechnungsablauf des gesamten Moduls *SCSC_solve* ist in den *Abbildungen 5.78* und *5.79* in Form eines Struktogramms dargestellt. Das Modul *SCSC_solve* beinhaltet nur Berechnungsabläufe und benötigt daher keine Eingabemaske. Es ist jedoch ein

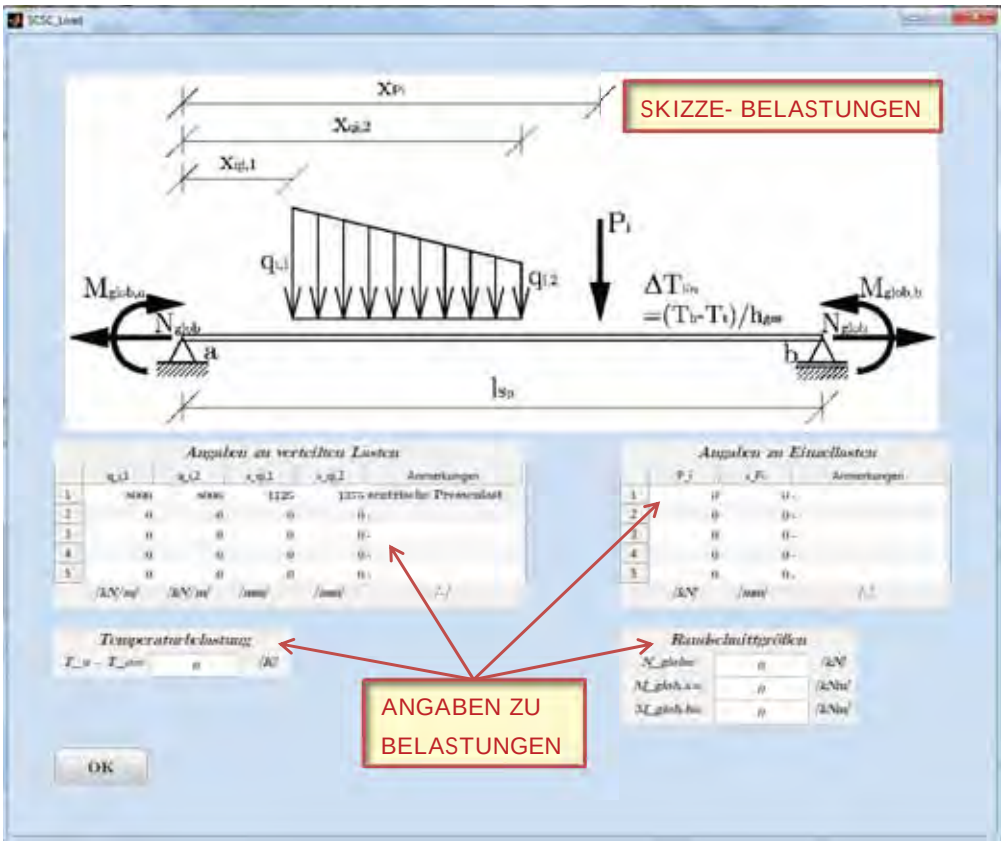


Abbildung 5.77: Screenshot des der Benutzeroberfläche Belastungs- Moduls *SCSC_Load*

Ausgabefenster implementiert, das in *Abbildung 5.80* dargestellt ist. Dieses Fenster stellt die folgenden Informationen zur Berechnung bereit:

System generieren gibt an, ob die Erstellung der Verlaufsvektoren der x- Koordinaten, der effektiven Breiten, der Querschnittswerte und der Federsteifigkeit in der Koppelfuge sowie der Hilfswertvektoren $\vec{B}$ und $\vec{a}$ und die Erstellung der Steifigkeitsmatrix erfolgreich waren.

Belastung generieren gibt an, ob die Erstellung der Verlaufsvektoren der äußeren Belastungen inklusive der konstanten und linearen Temperaturverläufe sowie der Hilfswertvektoren $\vec{C}$, $\vec{D}$, $\vec{E}$, $\vec{T}_{eq}$ und $\vec{l}$ und die Erstellung des Lastvektors erfolgreich waren.

Berechnung gibt Auskunft über die durchgeführten Iterationsschritte bis zur endgültigen Lösung. Dabei sind sowohl die Schritte zur Iteration der Sprengwerkflächen A_{SF1} und A_{SF2}, als auch jene zur Iteration der Höhe des Betonteils des oberen Teilquerschnitts h_c enthalten.

Ausgabedaten erstellen gibt an, ob die Erstellung der Ergebnisvektoren der Schnittgrößen, Spannungen, Verformungen und Dehnungen erfolgreich war.

Berechnungszeit gibt die benötigte Zeit der gesamten Berechnung in Sekunden an.

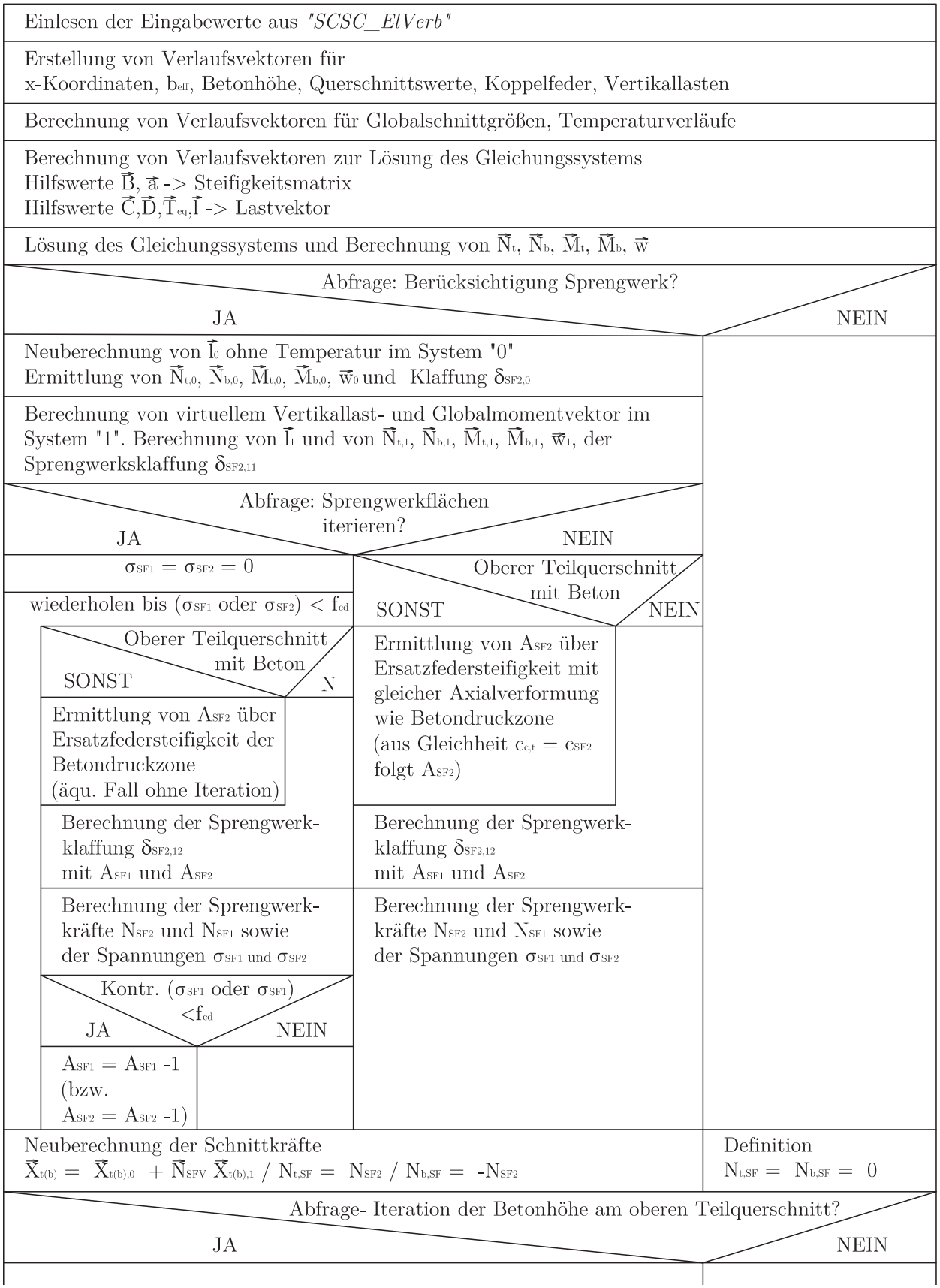


Abbildung 5.78: Struktogramm des Moduls*SCSC_solve*- Teil 1/2

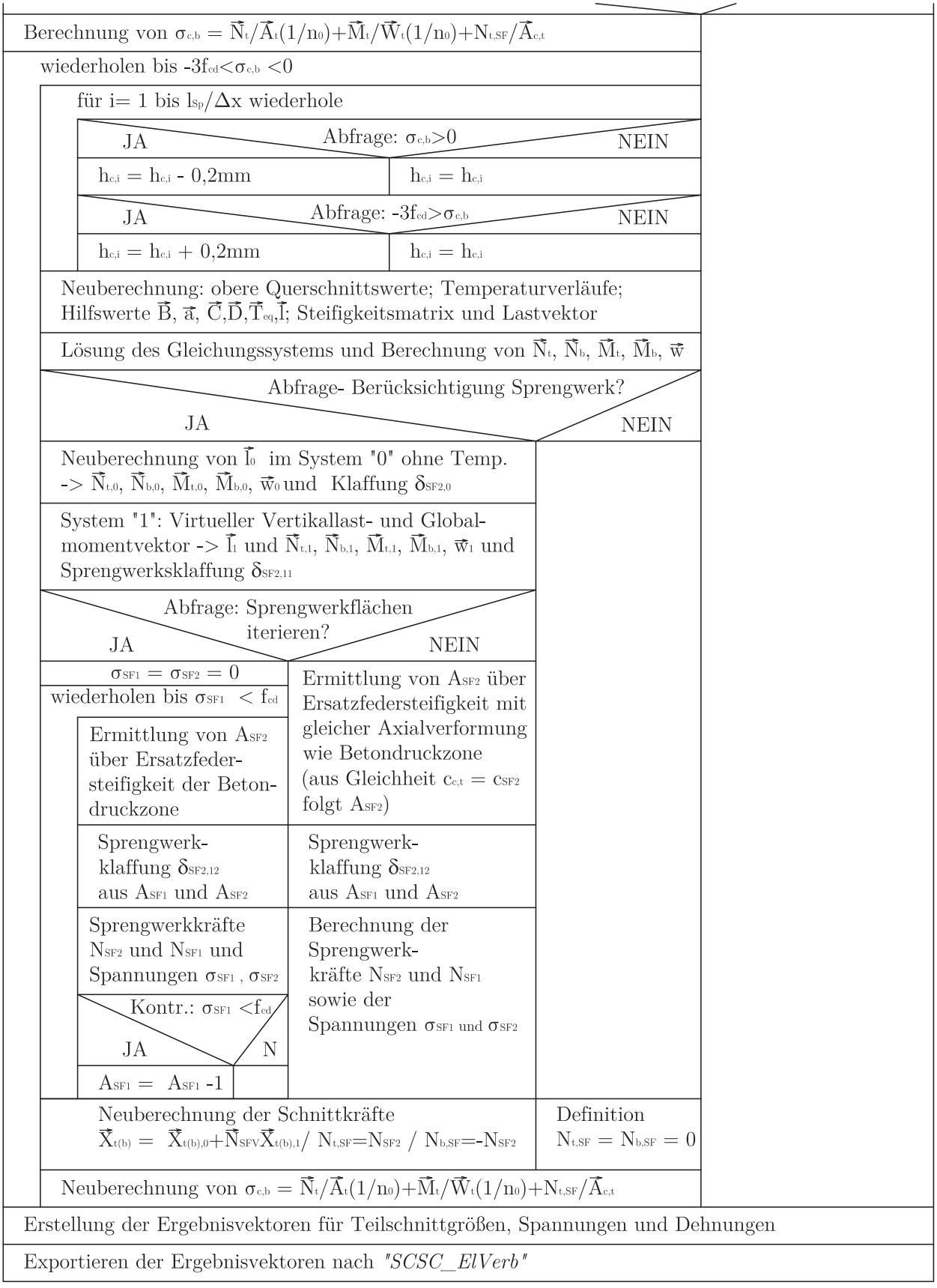


Abbildung 5.79: Struktogramm des Moduls*SCSC_solve*- Teil 2/2

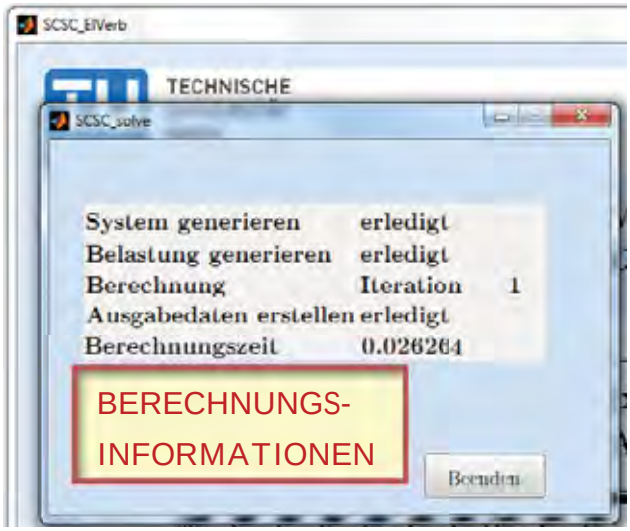


Abbildung 5.80: Screenshot der Anzeige des Rechenkern- Moduls *„SCSC_solve“*

Durch Anwählen der Schaltfläche *„Beenden“* wird das Informationsfenster geschlossen und die Ergebnisvektoren an das Hauptmodul *SCSC_ElVerb* zurückgegeben. Dort wird, sobald Ergebnisse vorliegen, die Schaltfläche *„ERGEBNISSE“* aktiviert. Durch Auswahl dieser Schaltfläche wird das Modul *SCSC_Result* gestartet. Es handelt sich dabei um das Modul zur Visualisierung sämtlicher Ergebnisvektoren. Außerdem werden in diesem Modul die Spannungsverläufe im Querschnitt ermittelt und angezeigt. Die grafische Benutzeroberfläche des Moduls *SCSC_Result* ist in *Abbildung 5.81* dargestellt.

Die Oberfläche verfügt über drei Diagramme, in denen die Verläufe jedes beliebigen Ergebnisvektors dargestellt werden können. Der jeweilige Ergebnisvektor wird dabei über ein Auswahlmenü, das sich oberhalb jedes Diagramms befindet, festgelegt. Zusätzlich dazu können neben dem Auswahlmenü die genauen Werte an jeder beliebigen Position auf der x- Achse angezeigt werden. Die Auswahl der Position auf der x- Achse erfolgt mit einem Schieberegler, der sich in der Mitte des Fensters befindet. Die aktuelle Position wird unter dem Schieberegler numerisch ausgegeben und zusätzlich in den Diagrammen über eine vertikale Linie angezeigt. Die bereitgestellten Ergebnisvektoren sind:

b_eff_st ist die mittragende Breite der Stahlgurte gemäß *Abschnitt 5.3.3.1* in $[mm]$. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„mittragende Breiten- nicht berücksichtigen“* ausgewählt, beträgt *b_eff_st* durchwegs die Nettobreite $2 \cdot b_0 = e_{DL}$.

b_eff_conc ist die mittragende Breite des Betonteils des oberen Teilquerschnitts gemäß *Abschnitt 5.3.3.1* in $[mm]$. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„mittragende Breiten- nicht berücksichtigen“* ausgewählt, beträgt *b_eff_conc* durchwegs die Nettobreite $2 \cdot b_0 = e_{DL}$.

h_conc ist die Höhe des Betonteils des oberen Teilquerschnitts gemäß *Abschnitt 5.3.3.1* in $[mm]$. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„Beton in Druckzone- keine Berücksichtigung“* ausgewählt, beträgt *h_conc* durchwegs Null.

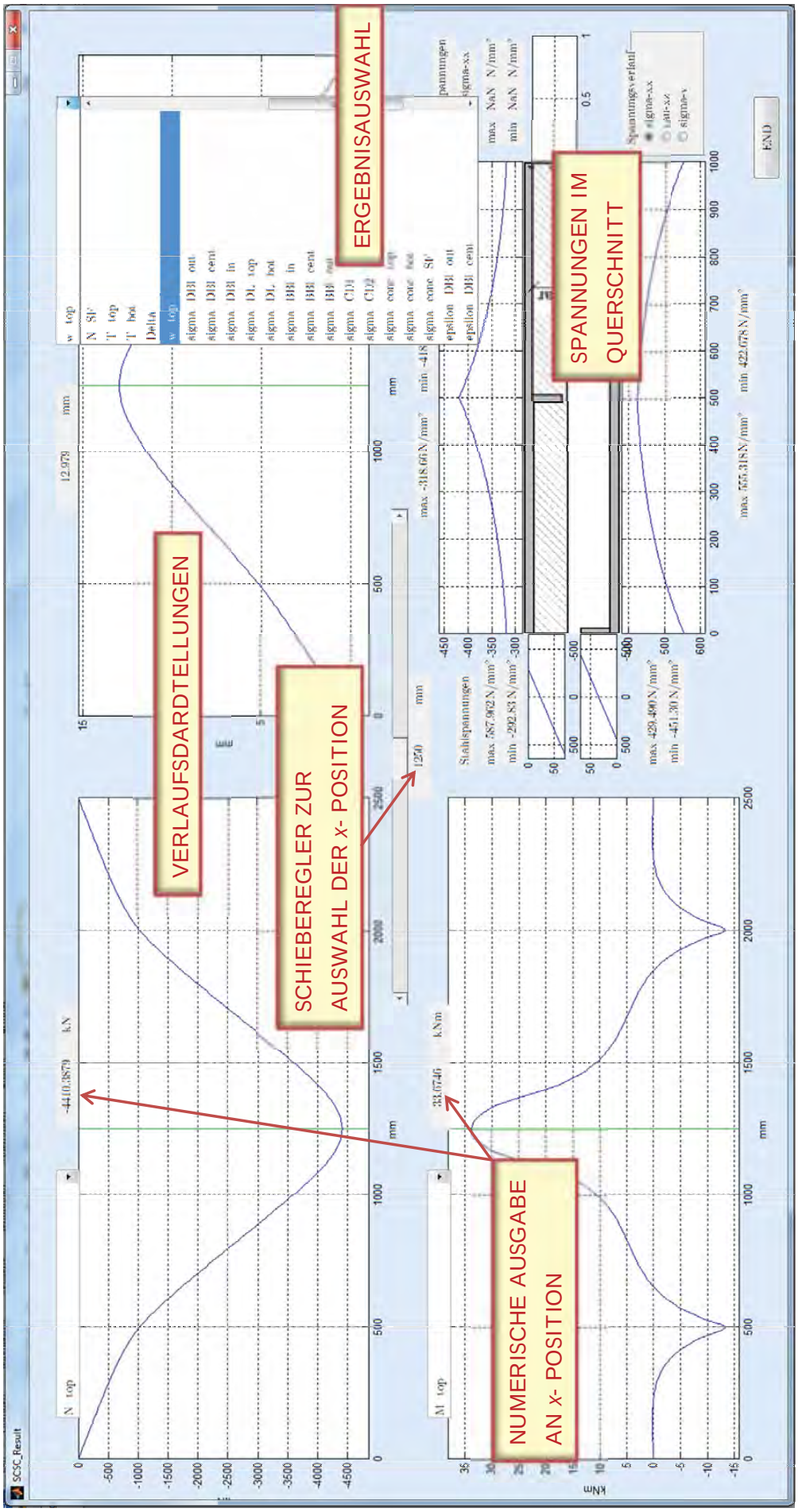


Abbildung 5.81: Screenshot des der Benutzeroberfläche Ergebnisausgabe- Moduls *SCSC_Result*

z_top ist der Schwerpunktabstand $z_{S,t}$ des oberen Teilquerschnitts nach *Abbildung 5.62* in $[mm]$.

A_top ist die Querschnittsfläche A_t des oberen Teilquerschnitts in $[mm^2]$.

I_top ist das Trägheitsmoment $A_{zz,t}$ des oberen Teilquerschnitts in $[mm^4]$.

z_bot ist der Schwerpunktabstand $z_{S,b}$ des unteren Teilquerschnitts nach *Abbildung 5.62* in $[mm]$.

A_bot ist die Querschnittsfläche A_b des unteren Teilquerschnitts in $[mm^2]$.

I_bot ist das Trägheitsmoment $A_{zz,b}$ des unteren Teilquerschnitts in $[mm^4]$.

z_tot ist der Schwerpunktabstand $z_{S,ges}$ des Gesamtquerschnitts nach *Abbildung 5.62* in $[mm]$. Der Gesamtquerschnitt besteht aus dem oberen und dem unteren Teilquerschnitt. Die Formeln zur Schwerpunktsberechnung beruhen auf einer schubstarren Verbindung der Teilquerschnitte. Daher ist dieser Wert hier im Allgemeinen als theoretische Größe aufzufassen, die zur Berechnung der Abstände e_t und e_b benötigt wird.

e_top ist der Abstand e_t nach *Abbildung 5.62* in $[mm]$.

e_bot ist der Abstand e_b nach *Abbildung 5.62* in $[mm]$.

e_tot ist der Abstand e nach *Abbildung 5.62* in $[mm]$.

k_x ist die Federsteifigkeit der Streckenfeder in der Koppelfuge nach (5.94) in $[N/mm^2]$.

A_SF ist die Querschnittsfläche der Druckstreben des eventuell berücksichtigbaren Sprengwerks gemäß *Abbildung 5.67* in $[mm^2]$. Ist im Modul *SCSC_ElVerb* die Option *„Statisches System- OHNE Sprengwerk“* ausgewählt, beträgt *A_SF* durchwegs Null.

Q_dist ist die resultierende Belastung aus allen eingegebenen verteilten Lasten in $[kN/m]$.

Q_point ist die resultierende Belastung aus allen eingegebenen punktuellen Lasten in $[kN/m]$. Punktuelle Lasten werden, wenn sie zwischen zwei Knoten angreifen programmintern in Streckenlasten auf $10\,mm$ Länge umgerechnet.

Q_tot ist die Summe aus *Q_dist* und *Q_point* und somit die resultierende Belastung aus allen eingegebenen Lasten in $[kN/m]$.

M_TOT ist das globale Moment M_{glob} auf das Gesamtkontinuum in $[kNm]$.

N_TOT ist die globale Normalkraft N_{glob} auf das Gesamtkontinuum in $[kN]$.

V_TOT ist die globale Querkraft V_{glob} auf das Gesamtkontinuum in $[kN]$.

N_top ist die Normalkraft des oberen Teilquerschnitts N_t nach (5.64) in $[kN]$.

N_bot ist die Normalkraft des unteren Teilquerschnitts N_b nach (5.65) inklusive der eventuellen Anteile aus Zugbandwirkung des Sprengwerks nach *Abschnitt 5.3.3.2* in $[kN]$.

M_top ist das Biegemoment des oberen Teilquerschnitts M_t nach (5.69) in $[kNm]$.

M_bot ist das Biegemoment des unteren Teilquerschnitts M_b (5.70) in $[kNm]$.

N_SF sind die Normalkräfte der Betonstäbe des eventuell berücksichtigbaren Sprengwerks N_{SF1} und N_{SF2} nach *Abschnitt 5.3.3.2* in $[kN]$. Die erforderliche Gleichgewichtskraft als Zugnormalkraft im unteren Teilquerschnitt ist in *N_bot* enthalten.

T_top ist der Schubfluss T in der Koppelfuge nach (5.67) in $[N/mm]$, berechnet aus den Normalkräften am oberen Teilquerschnitt ΔN_top.

T_bot ist der Schubfluss T in der Koppelfuge nach (5.67) in $[N/mm]$, berechnet aus den Normalkräften am unteren Teilquerschnitt ΔN_bot. Wie bereits erwähnt, muss *T_bot* gleich *T_top* sein. Als Kontrolle sind hier beide Verläufe abrufbar.

Delta ist der Schlupf δ in der Koppelfuge nach (5.68) in $[mm]$.

w_top ist die vertikale Durchbiegung w des elastisch gekoppelten Balkens nach nach (5.78) in $[mm]$.

sigma_DBl_out ist die Normalspannung $\sigma_{t,out}$ nach *Abbildung 5.65* in $[N/mm^2]$. Die Ermittlung erfolgt nach Formel (5.71).

sigma_DBl_cent ist die Normalspannung $\sigma_{t,cent}$ nach *Abbildung 5.65*, berechnet nach Formel (5.71) in $[N/mm^2]$.

sigma_DBl_in ist die Normalspannung $\sigma_{t,in}$ nach *Abbildung 5.65* in $[N/mm^2]$. Die Ermittlung erfolgt nach Formel (5.71).

sigma_DL_top ist die untere Randnormalspannung $\sigma_{t,DL}$ nach *Abbildung 5.65* in $[N/mm^2]$.

sigma_DL_bot ist die obere Randnormalspannung $\sigma_{b,DL}$ nach *Abbildung 5.65* in $[N/mm^2]$.

sigma_BBl_in ist die Normalspannung $\sigma_{b,in}$ nach *Abbildung 5.65* in $[N/mm^2]$.

sigma_BBl_cent ist die Normalspannung $\sigma_{b,cent}$ nach *Abbildung 5.65* in $[N/mm^2]$.

sigma_BBl_out ist die Normalspannung $\sigma_{b,out}$ nach *Abbildung 5.65* in $[N/mm^2]$.

sigma_CD1 ist die Betonnormalspannung $\sigma_{cd,1}$ der liegenden Betondruckstreben im Lasteinleitungsbereich direkt am Anschluss zur Dübelleiste nach (5.96) in $[N/mm^2]$.

sigma_CD2 ist die Betonnormalspannung $\sigma_{cd,2}$ der liegenden Betondruckstreben im Regelbereich zwischen zwei Dübelleisten nach (5.97) in $[N/mm^2]$.

sigma_conc_top ist die obere Randnormalspannung σ des Betonteils des oberen Teilquerschnitts in $[N/mm^2]$. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„Beton in Druckzone keine Berücksichtigung“* ausgewählt, beträgt *sigma_conc_top* durchwegs Null.

sigma_conc_bot ist die untere Randnormalspannung σ des Betonteils des oberen Teilquerschnitts in $[N/mm^2]$. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„Beton in Druckzone keine Berücksichtigung“* ausgewählt, beträgt *sigma_conc_bot* durchwegs Null.

sigma_conc_SF ist die Normalspannung σ der Betonstäbe des eventuell berücksichtigbaren Sprengwerks nach *Abschnitt 5.3.3.2* in $[N/mm^2]$.

epsilon_DBl_out ist die Dehnung ε des oberen (Deck-)Blechs an der dem Beton abgewandten Außenkante in der Achse der Dübelleiste in $[\mu S]$ (Microstrain $\widehat{=}$ 1/1000‰) . Die Ermittlung erfolgt nach Formel (5.74).

epsilon_DBl_cent ist die Dehnung ε in der Achse des oberen (Deck-)Blechs und der Achse der Dübelleiste, berechnet nach Formel (5.74) in $[\mu S]$.

epsilon_DBl_in ist die Dehnung ε des oberen (Deck-)Blechs an der dem Beton zugewandten Innenkante in der Achse der Dübelleiste in $[\mu S]$. Die Ermittlung erfolgt nach Formel (5.74).

epsilon_DL_top ist die untere Randdehnung ε des durchgehenden Teils der Stahldübelleiste des oberen Teilquerschnitts in $[\mu S]$.

epsilon_DL_bot ist die obere Randdehnung ε des durchgehenden Teils der Stahldübelleiste des unteren Teilquerschnitts in $[\mu S]$.

epsilon_BBl_in ist die Dehnung ε des unteren (Boden-)Blechs an der dem Beton zugewandten Innenkante in der Achse der Dübelleiste in $[\mu S]$.

epsilon_BBl_cent ist die Dehnung ε in der Achse des unteren (Boden-)Blechs und der Achse der Dübelleiste in $[\mu S]$.

epsilon_BBl_out ist die Dehnung ε des unteren (Boden-)Blechs an der dem Beton abgewandten Außenkante in der Achse der Dübelleiste in $[\mu S]$.

epsilon_conc_top ist die obere Randdehnung ε des Betonteils des oberen Teilquerschnitts in $[\mu S]$. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„Beton in Druckzone- keine Berücksichtigung“* ausgewählt, beträgt *epsilon_conc_top* durchwegs Null.

epsilon_conc_bot ist die untere Randdehnung ε des Betonteils des oberen Teilquerschnitts in $[\mu S]$. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„Beton in Druckzone- keine Berücksichtigung“* ausgewählt, beträgt *epsilon_conc_bot* durchwegs Null.

epsilon_conc_SF ist die Dehnung ε der Betonstäbe des eventuell berücksichtigbaren Sprengwerks ohne Berücksichtigung eventueller Temperaturanteile in $[\mu S]$.

Rechts unten auf der Benutzeroberfläche des Moduls *SCSC_Result* befindet sich eine schematische Querschnittsdarstellung der SCSC- Platte inklusive des Betonteils des oberen Teilquerschnitts. Rund um diese Darstellung sind Diagramme angeordnet, in denen die Spannungsverläufe der einzelnen Querschnittsteile angezeigt werden. Die jeweiligen Spannungsverläufe werden dabei an jener x- Position ausgegeben, die mit dem Schieberegler aktuell ausgewählt ist. Zu jedem der Diagramme werden der Minimal- und der Maximalwert numerisch ausgegeben. Rechts neben der Querschnittsdarstellung befindet sich zudem ein Auswahlfeld, mit dem festgelegt werden kann, ob Normalspannungen σ_{xx}, Schubspannungen τ_{xz} oder Vergleichsspannungen σ_v angezeigt werden sollen.

Oberhalb und unterhalb der Querschnittsskizze werden die Spannungsverteilungen des Deck- und des Bodenblechs angezeigt. Die Normalspannungsverteilung der Stahlteile wird in Übereinstimmung mit *Abschnitt 5.3.3.1* ermittelt und erforderlichenfalls mit einer Verteilung nach *Abbildung 5.65* ausgegeben.

Links neben der Querschnittsskizze werden die Spannungsverteilungen der durchgehenden Teile der Stahldübelleisten zwischen Gurtblechachse und Innenkante des jeweiligen Dübelleistenteils angezeigt. Die Normalspannungen σ_{xx} werden dabei nach (5.71) und die Schubspannungen nach (5.73) ermittelt.

Rechts neben der Querschnittsskizze werden die Spannungsverteilungen des optional berücksichtigbaren Betonteils des oberen Teilquerschnitts angezeigt. Ist im Modul *SCSC_QS_Fed* die Option *„Beton in Druckzone- keine Berücksichtigung“* ausgewählt, bleibt dieses Diagramm leer.

5.3.4.1 Verifikation mit Grenzwertbetrachtungen

Um die Richtigkeit der Berechnungen des erstellten Programms zu kontrollieren, werden als Grenzwertbetrachtungen zwei Beispiele untersucht. Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden im Anschluss mit Ergebnissen, die analytisch oder mit einem Stabwerksprogramm ermittelt werden, verglichen.

Abbildung 5.82 zeigt das statische System, die Belastung und die Schnittkraftlinien des Verifikationsbeispiels 1. Es handelt sich um einen Einfeldträger mit 2500 mm Stützweite und einer konstanten Gleichstreckenlast von 100 kN/m.

Abbildung 5.83 zeigt den unterstellten Querschnitt. In der Kontaktfuge in Stegmitte wird dabei starrer Verbund unterstellt. Damit wird der Grenzfall „starrer Verbund“ und somit der Einfluss des Ansatzes einer Koppelfedersteifigkeit in der Höhe von $10^{20}\,N/mm$ kontrolliert. Neben dem Querschnitt sind die analytisch berechneten Spannungen dargestellt, deren Ermittlung hier nicht gezeigt wird. Die Biegenormalspannungen sind dabei am Schnitt II in Feldmitte und die Schubspannungen im Schnitt I beim linken Auflager ausgewertet. Darunter befinden sich die Spannungsdarstellungen am Querschnitt aus dem Programm *„SCSC_ElVerb“*. *Abbildung 5.84* zeigt die Verteilung der Normalspannungen und *Abbildung 5.85* die Verteilung der Schubspannungen, die nach der Theorie des elastischen Verbunds mit quasi unendlich steifer Koppelfeder ermittelt wurden.

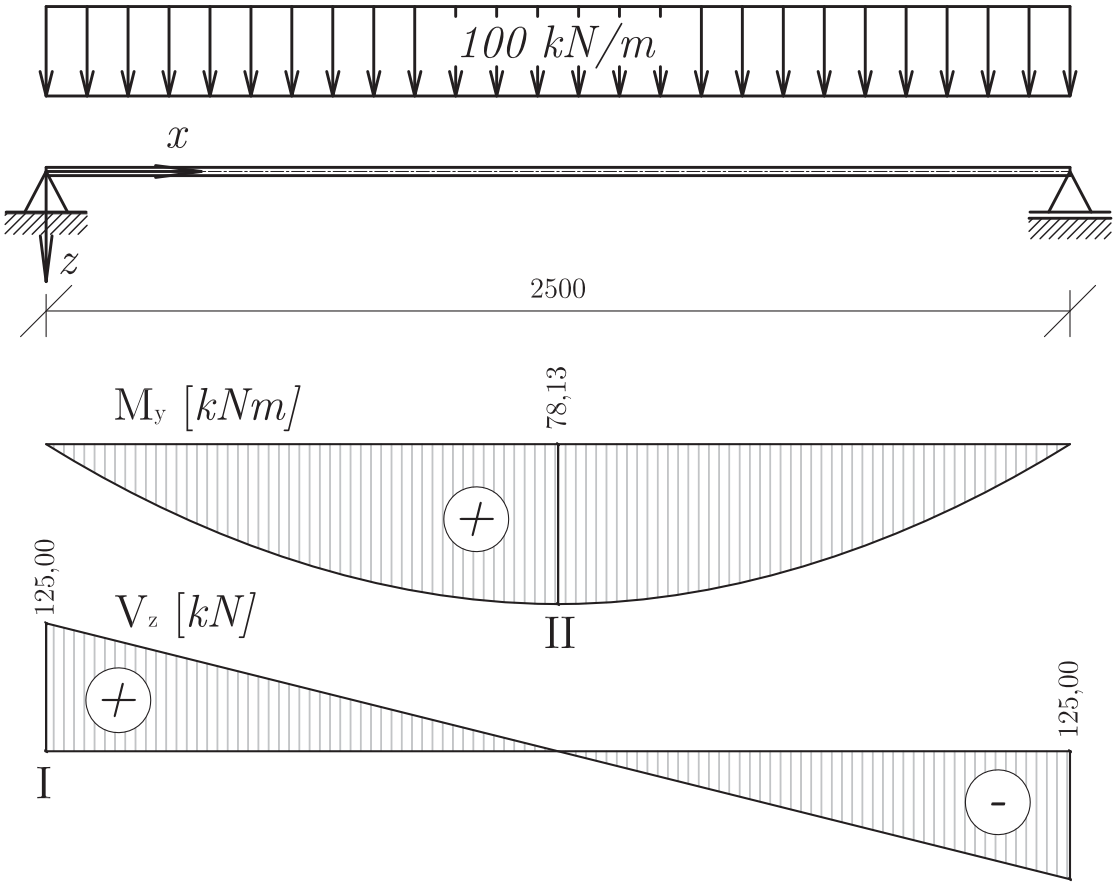


Abbildung 5.82: statisches System und Schnittkraftlinien des Verifikationsbeispiels 1

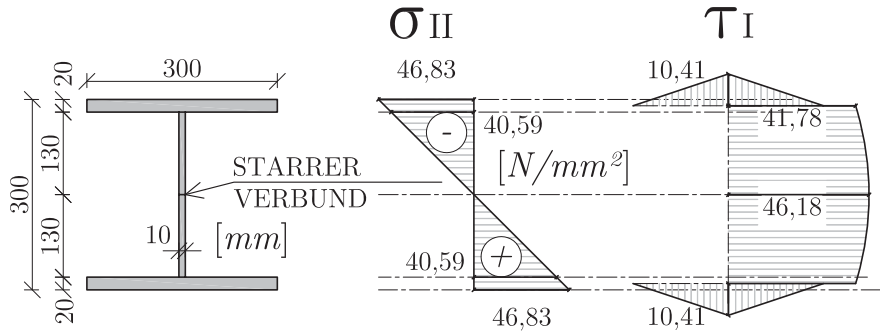


Abbildung 5.83: Querschnitt und Spannungsverläufe des Verifikationsbeispiels 1

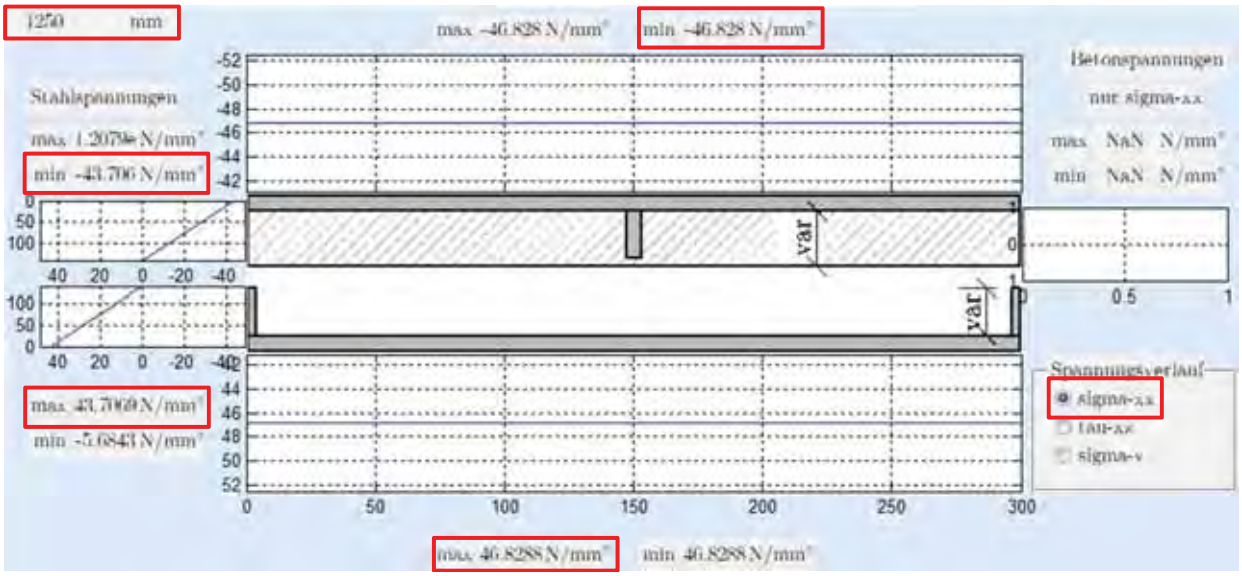


Abbildung 5.84: Normalspannungen des Verifikationsbeispiels 1 aus *„SCSC_ElVerb“*

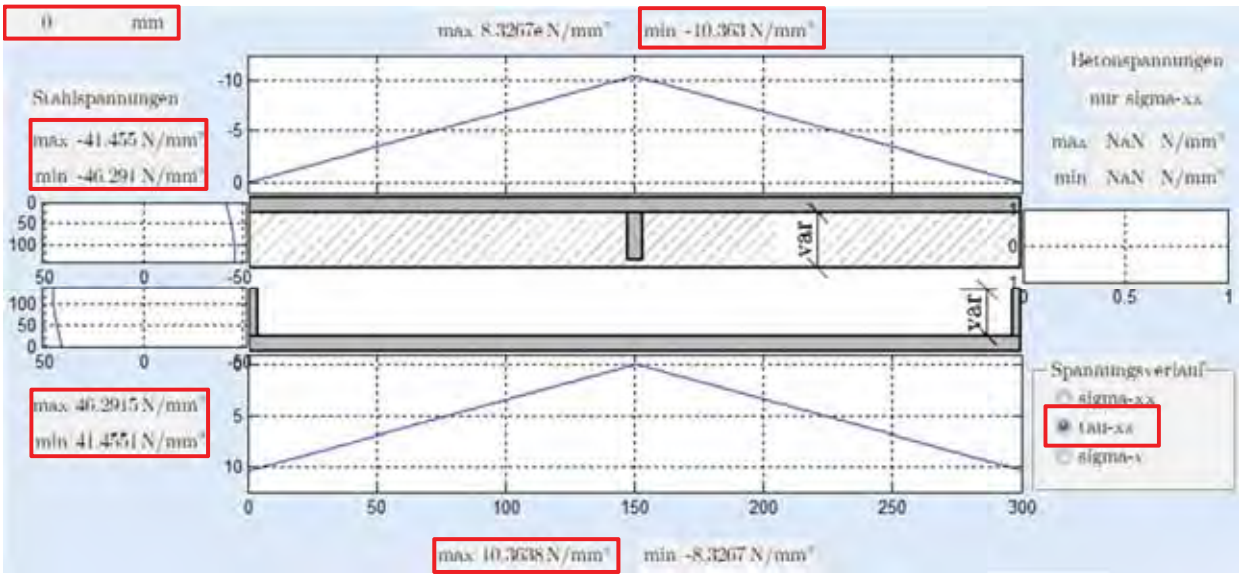


Abbildung 5.85: Schubspannungen des Verifikationsbeispiels 1 aus *„SCSC_ElVerb“*

Der Vergleich der analytisch ermittelten Biegenormalspannung σ_{II} von $46,83\,N/mm^2$ an den Querschnitts- Außenkanten mit dem numerisch ermittelten Vergleichswert von $46,828\,N/mm^2$ ergibt eine nahezu exakte Übereinstimmung. Für die maximalen Schubspannungen τ_I an den Gurt- Außenkanten ergibt der Vergleich mit $\frac{10,41}{10,363}$ die Abweichung von rund $4,5‰$ und in Stegmitte mit $\frac{46,18}{46,291}$ rund $2,4‰$.

Alle Abweichungen liegen durchwegs unter einem Prozent. Die Ergebnisse des Programms *„SCSC_ElVerb“* für dieses erste Beispiel können somit als ausreichend genau für praktische Anwendungen bezeichnet werden.

An der Querschnitts- Mittelfaser ergibt sich aus dem Vergleich von analytisch und numerisch ermittelter Normalspannung $\frac{615,26}{615,216}$ eine Abweichung von $0,07‰$.

Das statische System, die Belastung und die Schnittkraftlinien des Verifikationsbeispiel 2 sind in *Abbildung 5.86* dargestellt. Es handelt sich dabei um den gleichen Einfeldträger wie in Verifikationsbeispiel 1, der jedoch durch eine nicht mittige Einzellast von $100\,kN$ belastet und durch das System „Sprengwerk“ zusätzlich unterstützt wird. Wie weiter unten aus *Abbildung 5.87* ersichtlich ist, liegt diesem Beispiel der gleiche Querschnitt wie dem Verifikationsbeispiel 1, allerdings ohne schubtragfähige Kopplung der Verbundfuge in Stegmitte, zugrunde. Die Querschnittsflächen der Sprengwerksstäbe von durchwegs $100000\,mm^2$ und der E- Modul des unterstellten Betons in der Höhe von $40000\,N/mm^2$ sind in *Abbildung 5.86* definiert. Die Schnittgrößenverteilungen aus *Abbildung 5.86* wurden mit dem Programm RStab [Dlu09b] ermittelt. Die Linien des Biegemoments M_y und der Querkraft V_z gelten jeweils für beide Teilquerschnitte, die Linie der Normalkraft N_x für die Sprengwerksstäbe, respektive den unteren Teilquerschnitt. Die Berechnung des Stabwerks wird hier nicht weiter diskutiert. Anhand dieses Beispiels sollen mehrere Einflüsse auf die Ergebnisse untersucht werden:

- Der Einfluss des Ansatzes einer Koppelfedersteifigkeit in der Höhe von $10^{-20}\,N/mm$ im Vergleich zur unendlich weich unterstellten Steifigkeit analytischer Berechnungen. Es wird der Grenzfall „ohne Verbund“ untersucht.

- die Richtigkeit der Ergebnisüberlagerung mit dem System „Sprengwerk“ im Hinblick auf die Ermittlung der statisch unbestimmten Schnittkräfte und auf die Überlagerung der Normalspannungen aus Balken- und aus Sprengwerkswirkung

- die Richtigkeit der Ergebnisse exzentrischer Lastbilder

Abbildung 5.87 zeigt, wie bereits erwähnt, den Balkenquerschnitt des Verifikationsbeispiels 2 sowie die aus den Ergebnissen der RStab- Berechnung ermittelten Spannungsverteilungen im Schnitt III. Dieser Schnitt bezeichnet die Stelle unmittelbar links der Lasteinleitung bei $x = 1000\,mm$. Da sich die Normalspannung des unteren Teilquerschnitts nach *Abschnitt 5.3.3.2* aus den Anteilen der Balkenbiegung und der Sprengwerkswirkung zusammensetzen, sind in *Abbildung 5.87* beide dieser Anteile, sowie deren Summe dargestellt. Im Vergleich dazu zeigen *Abbildung 5.88* die Normalspannungen an der Stelle $x = 1000\,mm$ und *Abbildung 5.89* die Schubspannungen an der Stelle $x = 990\,mm$. Die Ausgabe der Schubspannungen direkt am Knick der Momentenlinie bei $x = 1000\,mm$ würde auf Grund der Berechnung aus Normalspannungsdifferenzen zu unrealistischen Ergebnissen führen.

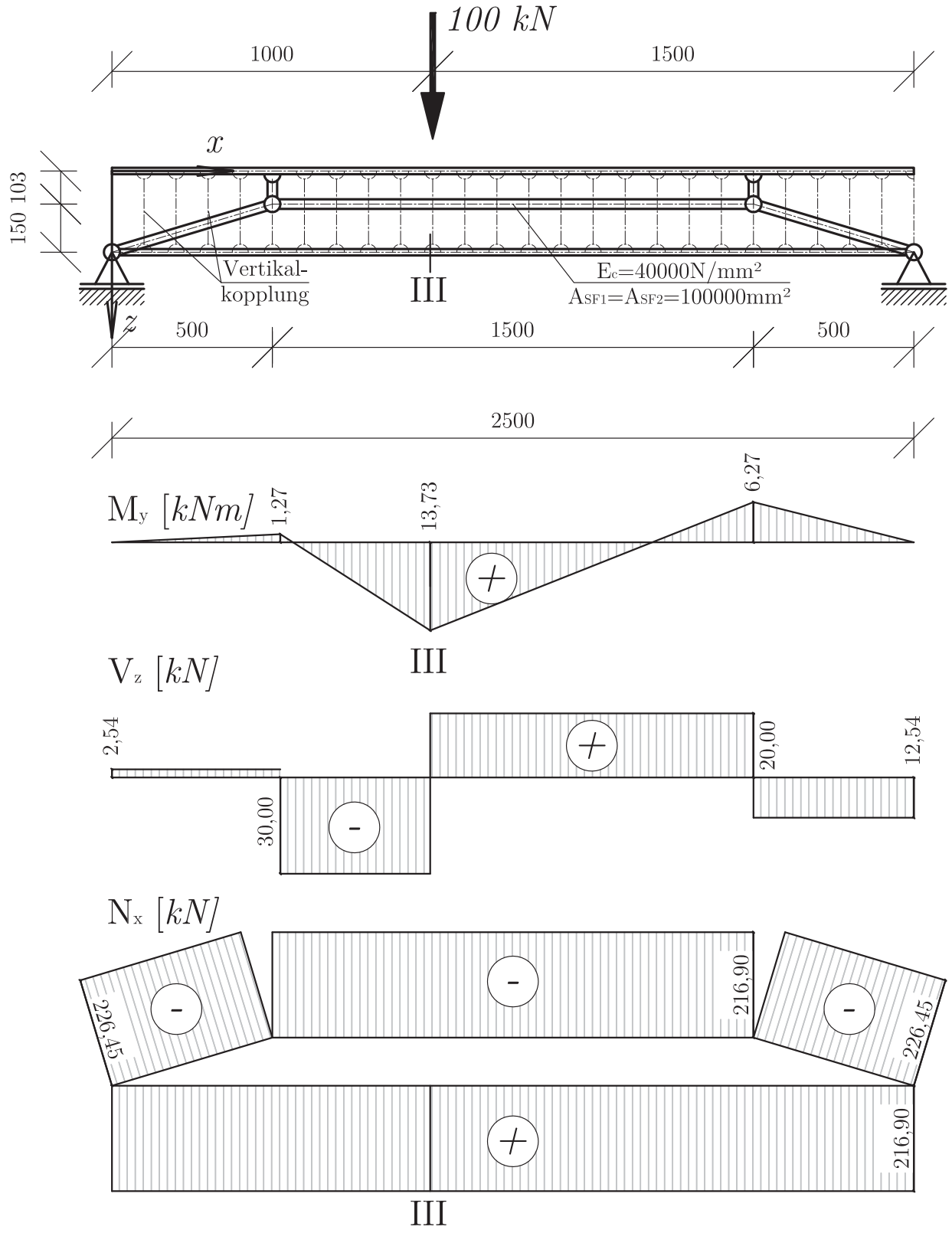


Abbildung 5.86: statisches System und Schnittkraftlinien des Verifikationsbeispiels 2

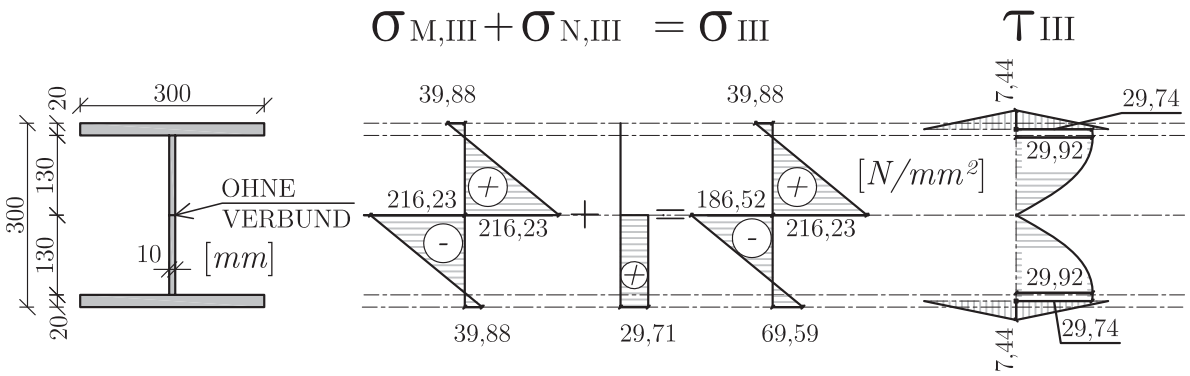


Abbildung 5.87: Querschnitt und Spannungsverläufe des Verifikationsbeispiels 2

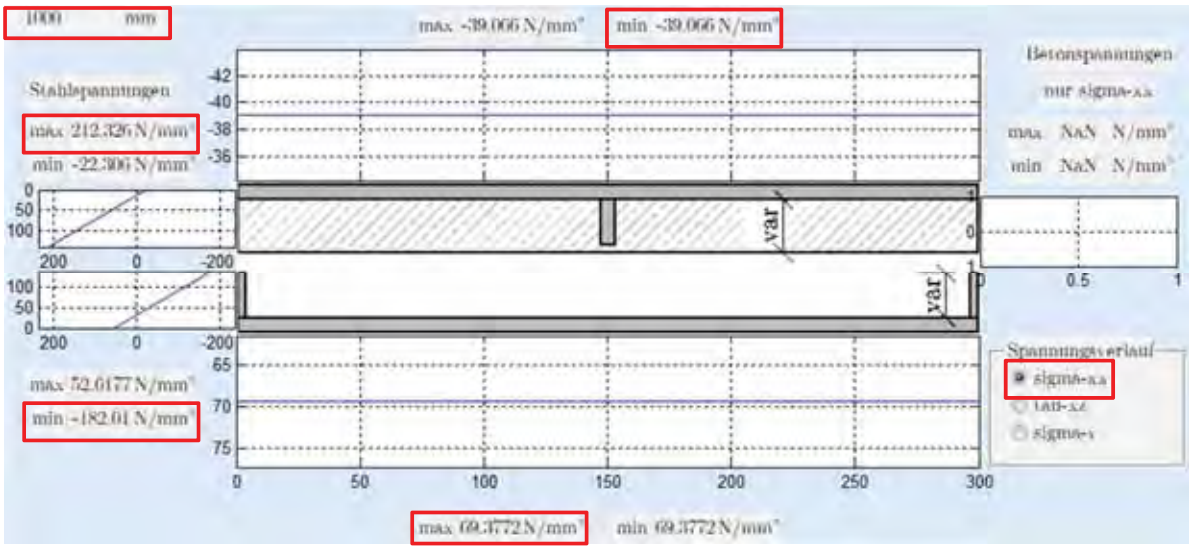


Abbildung 5.88: Normalspannungen des Verifikationsbeispiels 2 aus *„SCSC_ElVerb“*

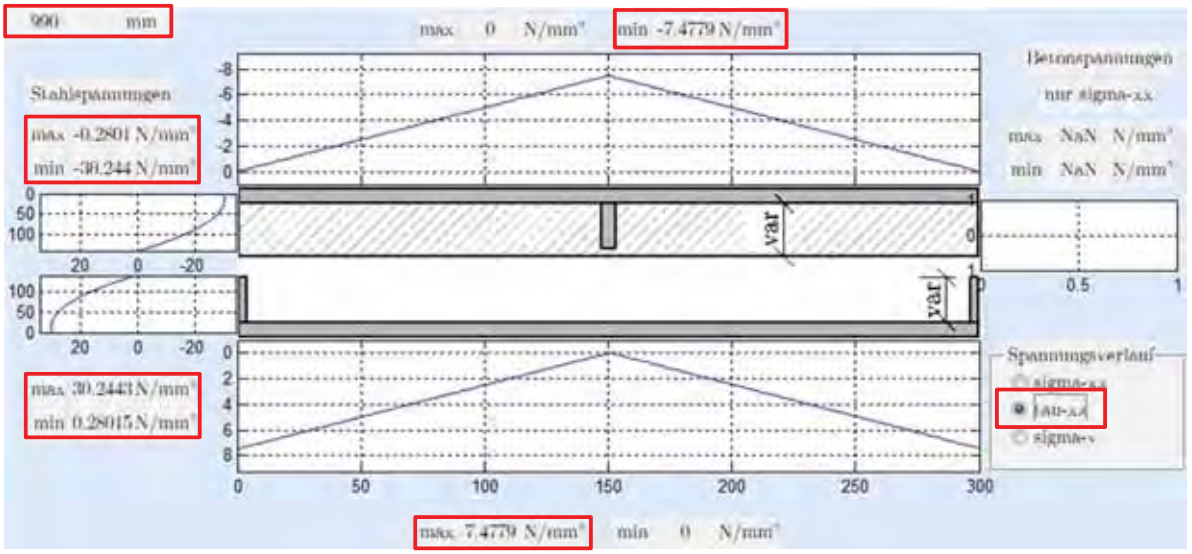


Abbildung 5.89: Schubspannungen des Verifikationsbeispiels 1 aus *„SCSC_ElVerb“*

Der Vergleich der analytisch aus den Schnittkräften der Stabwerksberechnung ermittelten Spannungen σ und τ mit den Ergebnissen von *„SCSC_ElVerb“* wird tabellarisch in *Tabelle 5.1* gezeigt. Zu der Tabelle ist anzumerken, dass lediglich Spannungsbeträge verglichen werden. Die Vorzeichenkontrolle ist anhand der bildhaften Darstellungen möglich.

	STABWERK		*„SCSC_ElVerb“*			
Stelle	σ	τ	σ	τ	Abw. σ	Abw. τ
	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	‰	‰
OK-OG	39,88	7,44	39,07	7,48	20,07	5,38
Schwerpunkt „t“	0	29,92	0	30,24	0	10,69
Stegmitte „t“	216,23	0	212,31	0	18,46	0
Stegmitte „b“	186,52	0	182,01	0	24,77	0
Schwerpunkt „b“	29,71	29,92	29,40	30,24	0	10,69
UK-UG	69,59	7,44	69,38	7,48	3,03	5,38

Tabelle 5.1: Ermittlung der Abweichungen der Spannungen für Verifikationsbeispiel 2

Die Abweichungen der Normalspannungen liegen alle unter $2,5\%$. Die Schubspannungswerte weichen in Stegachse maximal um $1,069\%$ voneinander ab. Unter Berücksichtigung der Streubereiche von Materialdicken und - festigkeiten sowie der der Unsicherheiten der Lastgrößen von statischen Berechnungen sind Rechenungenauigkeiten von $2,5\%$ durchaus klein und somit tolerierbar. Die Ergebnisse des Programms *„SCSC_ElVerb“* sind für die praktische Anwendung daher auch für das zweite Beispiel als ausreichend genau einstufbar.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Ergebnisgenauigkeit des in diesem Abschnitt beschriebenen Berechnungsprogramms als ausreichend eingestuft werden kann. Die durch Vergleichsrechnungen abgesicherten Grenzwertbetrachtungen ergeben maximale Abweichungen von wenigen Promille im Vergleich zur genauen analytischen Lösung. Die Rechengenauigkeit des Programms ist somit für praktische Anwendungen ausreichend und *„SCSC_ElVerb“* kann zur Gegenrechnung der Laborversuche der SCSC- Platte herangezogen werden.

5.3.5 Modell zur Nachrechnung der Laborversuche

Im Folgenden wird anhand eines Beispielmodells des Plattentyps A beschrieben, mit welcher Vorgehensweise das oben vorgestellte Berechnungsprogramm zur Nachrechnung der Laborversuche zu verwenden ist. Dieser prinzipielle Ablauf wird dann für ausgewählte Modelle wiederholt, deren Ergebnisse im Rahmen des *Abschnitts 5.3.6* gegenübergestellt werden. Das hier vorgestellte Modell entspricht dem Modell **ElVerb_A01** des nächsten Abschnitts.

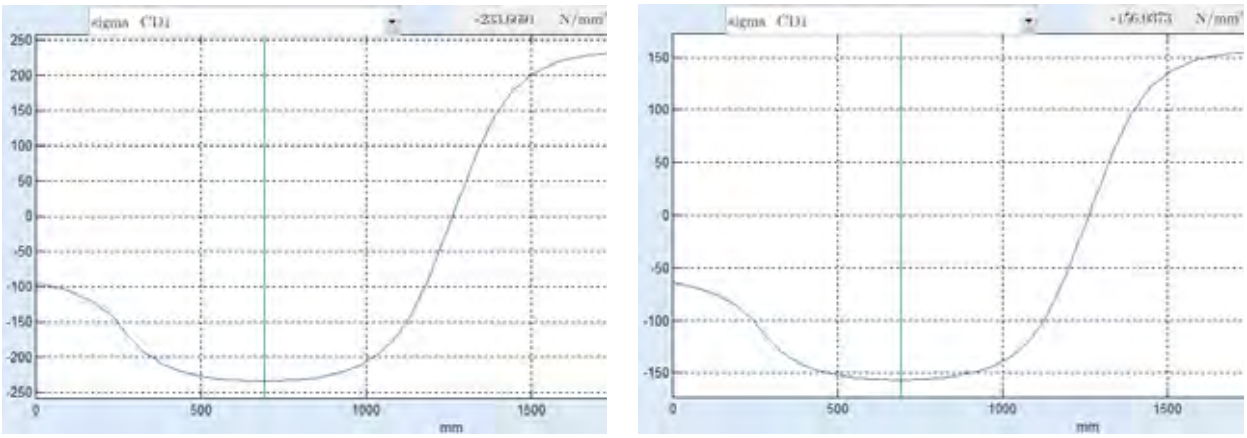
Zunächst wird das System im Berechnungsprogramm mit den in *Tabelle 5.2* zusammengefassten Parametern modelliert. Dabei wird das unterstützende Sprengwerk berücksichtigt, die effektiven Breiten sowie der mittragende Betonanteil an der Biegedruckseite werden jedoch nicht in Rechnung gestellt. Als Dübelzahnsteifigkeit wird nach (5.1) der genaue Wert von

2386634 N/mm^2 eingesetzt. Da es sich bei der Berechnung nach der Theorie des elastischen Verbunds, wie bereits in *Abschnitt 5.3.3.4* erwähnt, um ein geometrisch und materiell lineares Verfahren nach Theorie erster Ordnung handelt, wird als Belastung der in *Abschnitt 4.4.2* definierte charakteristische Punkt im linear elastischen Bereich der Tragwerksantwort gewählt. Dieser Punkt ist bei einer Durchbiegung von 10 mm in Feldmitte definiert. Die zugehörige gesamte Vertikallast beträgt nach *Abbildung 4.58* rund 3000 kN. Da im Programm nur ein 1000 mm breiter Plattenstreifen berechnet wird, werden als Belastung 1000 kN angesetzt. Um Spannungsspitzen im Bereich der Lasteinleitung zu vermeiden, wird diese Vertikalkraft auf eine Einleitungsbreite von 250 mm aufgeteilt. Dies stimmt auch in etwa mit der Breite der Krafteinleitung im Laborversuch überein.

SCSC_ElVerb		*SCSC_QS_Fed*		*SCSC_Load*	
Sprengwerk	berücks.	Verbundart	elastisch	$q_{1,1}$	4000 kN/m
l_{Sp}	2520 mm	b_{eff}	nicht berücks.	$q_{1,2}$	4000 kN/m
l_{SF}	270 mm	Betonin Druckz.	keine Berücks.	$x_{q1,1}$	1135 mm
h_{SF}	140 mm	E_a	210000 N/mm^2	$x_{q1,2}$	1385 mm
A_{SF1}	40000 mm^2	E_c	42200 N/mm^2		
A_{SF2}	30000 mm^2	f_y	393 N/mm^2		
Fläche opt.	nein	f_c	55 N/mm^2		
		e_{DL}	1000 mm		
		h_{ges}	200 mm		
		t_t	20 mm		
		t_b	20 mm		
		t_{DL}	20 mm		
		h_{Rest}	60 mm		
		e_{Ds}	170 mm		
		h_{Due}	100 mm		
		k_{Zahn}	$2,39E6$ N/mm^2		
		α_0	36°		
		α_m	36°		
		Verlauf	1.Ordnung		
		Druckstr.-Geom.	automat. erm.		

Tabelle 5.2: Programm- Parameterkomination für Modell ElVerb_A01

Nach der Berechnung werden zunächst die Betonnormalspannungen $\sigma_{cd,1}$, das sind die Spannungen der liegenden Betondruckstreben im Lasteinleitungsbereich direkt am Anschluss zur Dübelleiste nach (5.96), kontrolliert. Eine Symmetriehälfte des Verlauf dieser Spannungen über die x- Achse ist in *Abbildung 5.90(a)* dargestellt. Der Maximalwert der Spannungen ist in *Tabelle 5.3* nochmals wiedergegeben und ergibt sich zu $233,7\,N/mm^2$. Der nach der Teilflächenbelastung gemäß [EN111] zulässige Wert für diese Spannung ist der dreifache Wert der charakteristischen mittleren Betonfestigkeit f_{cm}.



(a) nach dem ersten Rechenschritt (b) nach dem zweiten Rechenschritt

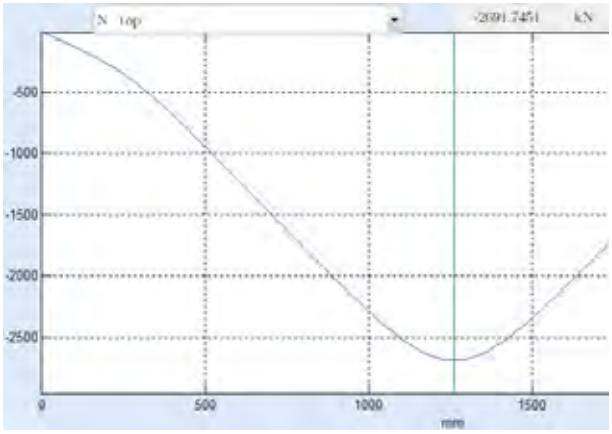
Abbildung 5.90: Verlauf der Diagonalenspannungen $\sigma_{cd,1}$ des Modells ElVerb_A01

	Normalspannung $[N/mm^2]$
erster Rechenschritt *(a)*	233,7
zweiter Rechenschritt *(b)*	156,0

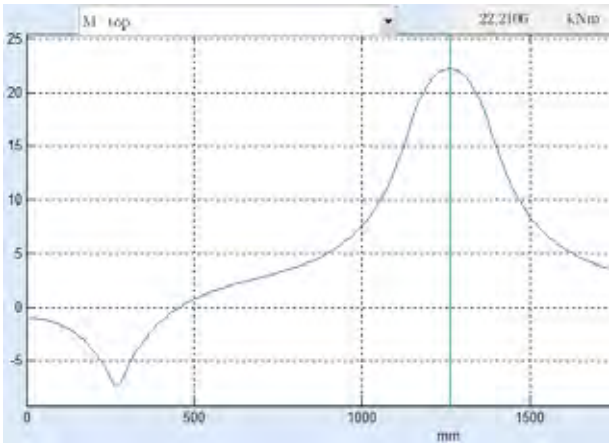
Tabelle 5.3: Diagonalenspannungen $\sigma_{cd,1}$ des Modells ElVerb_A01 bei $x = 700\,mm$

Der Widerstandswert liegt mit $165\,N/mm^2$ unter dem Wert der Einwirkung. Daher muss der Fluidbereich in Anlehnung an *Abbildung 5.73* vergrößert werden. Dies kann im konkreten Fall innerhalb des Programmmoduls *„SCSC_QS_Fed“* umgesetzt werden, indem die Dübelleistendicke auf $t_{DL} = 30\,mm$ vergrößert wird. Wird danach die Option *„Druckstrebengeometrie automatisch ermitteln“* angewählt, ergibt sich eine vergrößerte Fläche A_{cd1}. Vor dem Beenden des Moduls wird die Dicke t_{DL} wieder auf den ursprünglichen Wert von $20\,mm$ gesetzt, um die Querschnittsflächen und Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte richtig zu berücksichtigen. Nach einer neuerlichen Berechnung des Systems ergibt sich die Verteilung von $\sigma_{cd,1}$ nach *Abbildung 5.90(b)*. Der Maximalwert der Spannung bei $x = 690\,mm$ liegt nach *Tabelle 5.3* mit $156,0\,N/mm^2$ unter dem Wert der Beanspruchbarkeit.

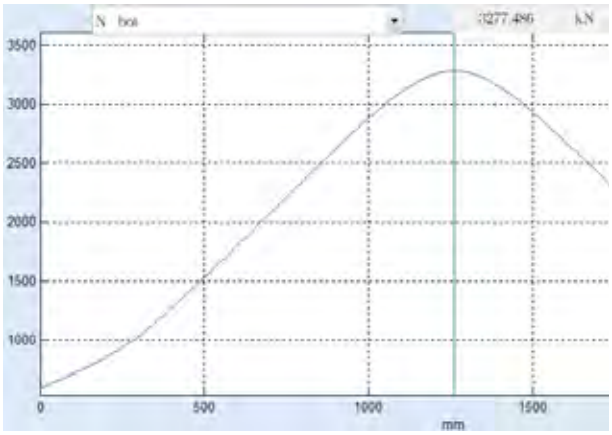
Als nächster Schritt werden die Teilquerschnitts- Normalkräfte und Biegemomente ausgelesen. Die Verläufe dieser Schnittgrößen am halben System sind in *Abbildung 5.91* zusammengestellt. In *Tabelle 5.4* sind die ermittelten Schnittgrößen nochmals zusammengefasst.



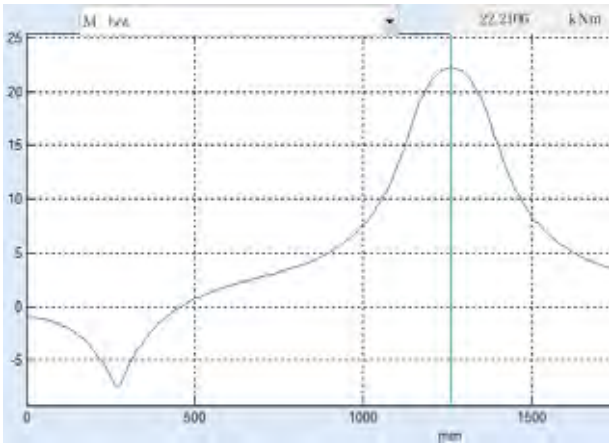
(a) Teilquerschnitts- Normalkraft oben N_t



(b) Teilquerschnitts- Biegemoment oben M_t



(c) Teilquerschnitts- Normalkraft unten N_b



(d) Teilquerschnitts- Biegemoment unten M_b

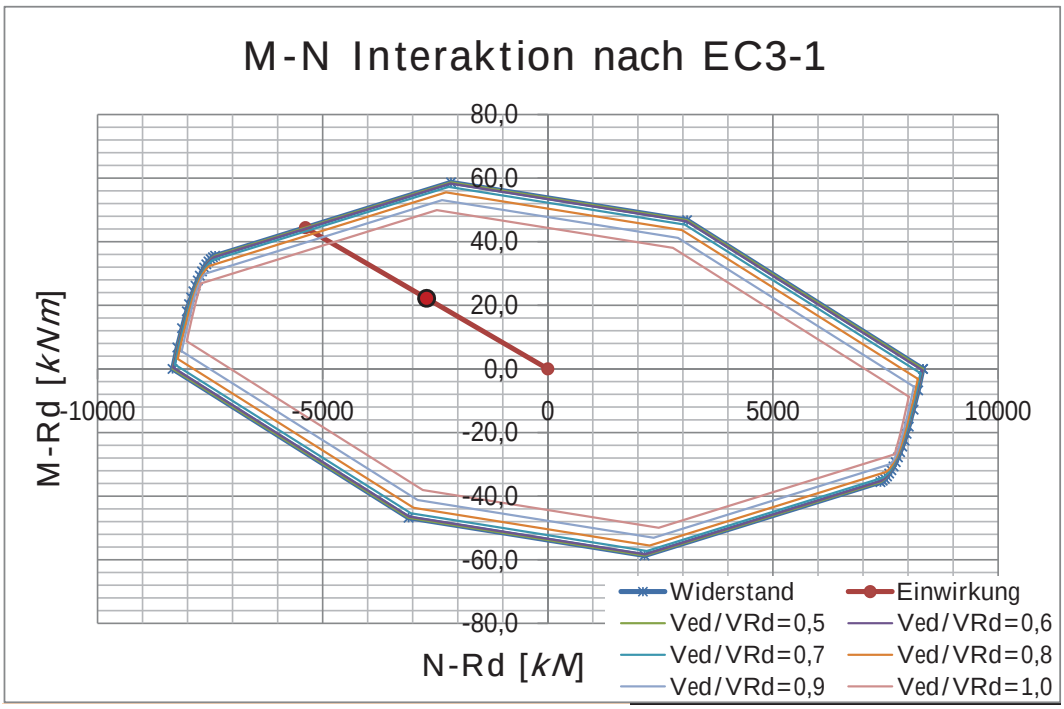
Abbildung 5.91: Teilquerschnitts- Schnittgrößen des Modells ElVerb_A01

	Normalkraft $[kN]$	Biegemoment $[kNm]$
oben (Index "t")	-2691,75	22,21
unten (Index "b")	3277,49	22,21

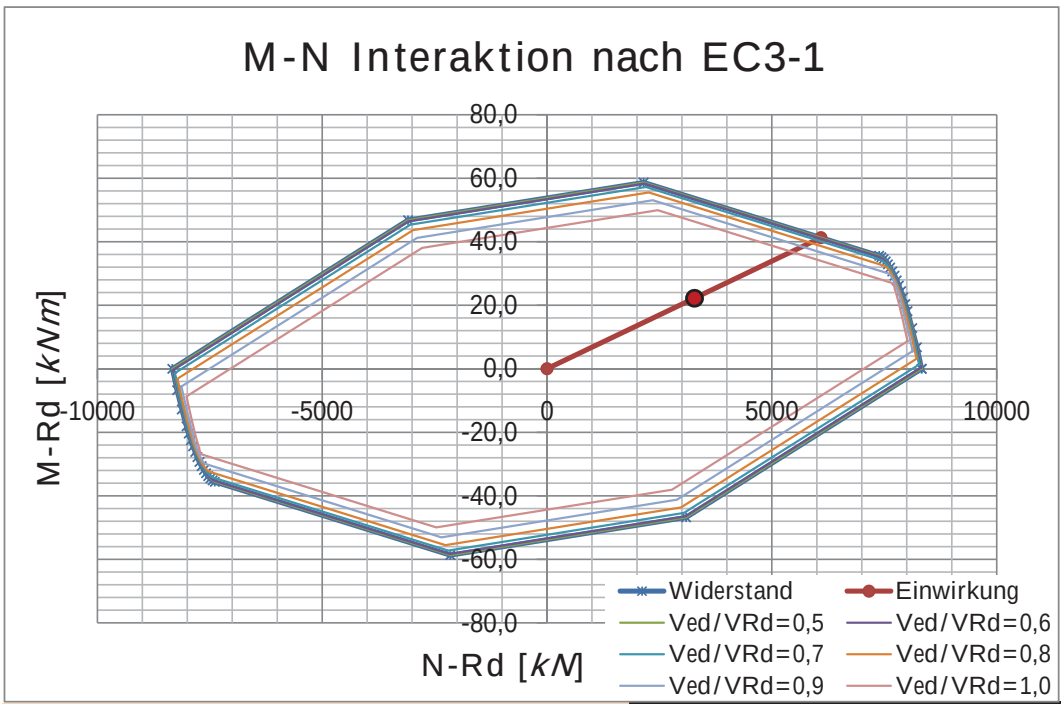
Tabelle 5.4: Schnittgrößen des Modells ElVerb_A01 in Feldmitte

Die so gewonnen Teilquerschnitts- Schnittgrößen werden in ein vom Autor erstelltes Excel-Hilfsblatt [Mic10] zur Momenten- Normalkraftinteraktion eingetragen. Die Interaktionskurven werden dabei über Gleichgewichtsbetrachtungen erstellt. Es werden 20 Nulllinienlagen definiert, die plastischen Spannungsblöcke mit unterschiedlichen Vorzeichen angesetzt und zu jeder dieser Lagen die zugehörige Kombination von Moment und Normalkraft errechnet. Die dargestellte Kurve wird dann durch Verbinden der Punkte im $M - N-$ Koordinatensystem konstruiert. Eventuelle Querkräfte können über eine rechnerische Abminderung der Stegdicke vor der Gleichgewichtsformulierung berücksichtigt werden. Im vorliegenden Fall

beträgt die Querkraft an der untersuchten Stelle jedoch Null. Im Hilfsblatt wird außerdem der Faktor LSF_{ges} nach dem in *Abschnitt 5.3.3.4* beschrieben System ermittelt. Die Interaktionsdiagramme sind in *Abbildung 5.92* dargestellt.



(a) oberer Teilquerschnitt



(b) unterer Teilquerschnitt

Abbildung 5.92: M-N Interaktionsdiagramme der Teilquerschnitte des Modells ElVerb_A01

Der ermittelte Laststeigerungsfaktor des oberen Teilquerschnitts beträgt $LSF_t = 1,999$ und jener des unteren Teilquerschnitts $LSF_b = 1,859$. Als Gesamtlaststeigerungsfaktor LSF_{ges} gilt der kleinere Wert und somit $LSF_{ges} = 1,859$. Die Systemtraglast des Modells **ElVerb_A01** errechnet sich somit nach (5.98) zu:

$$V_{Traglast} = 3[m] \cdot 1000[kN/m] \cdot 1,859 = 5577\,kN \tag{5.98}$$

Zuletzt werden die Durchbiegungswerte w an jenen Stellen ausgelesen, an denen im Laborversuch Wegaufnehmer positioniert waren. *Abbildung 5.93* zeigt die ermittelte Biegelinie des Modells **ElVerb_A01** bei der berechneten Vertikallast von $1000\,kN$. Des Weiteren werden die Dehnungen $\varepsilon_{t,out}$ und $\varepsilon_{b,out}$ an den Stellen, an denen im Versuch Dehnmessstreifen appliziert waren, ermittelt. Dies sind die luftseitigen Blechdehnungen nach *Abbildung 5.65*. Da nicht alle DMS in der Achse der Dübelleisten angeordnet sind, sind für die Dehnungswerte die jeweiligen Ordinaten an der entsprechenden Stelle zu heranzuziehen. Da im Modell des elastisch gekoppelten Trägers alle Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen linear von der Belastung abhängen, können mit den so gewonnen Punkten und der nach (5.98) ermittelten Traglast sämtliche Last- Verschiebungs- und Last- Dehnungslinien konstruiert werden. Die entsprechenden Verläufe sind in *Abschnitt 5.3.6* dargestellt.

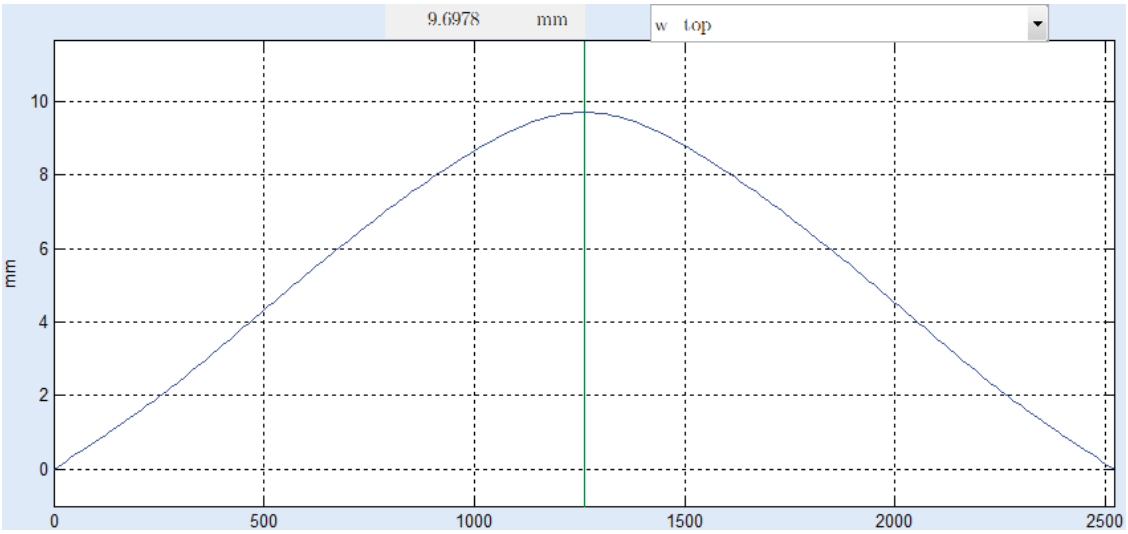


Abbildung 5.93: Biegelinie des Modells ElVerb_A01 bei einer Vertikallast von $1000\,kN$

Bei der Auswertung der Ergebnisse ist zu beachten, dass die Belastung im Laborversuch umgekehrt, also von unten nach oben gerichtet ist. Um eine Vergleichbarkeit herzustellen, sind die Rechenergebnisse des Programms also durch Tausch der Indizes „t“ gegen „b“ anzupassen.

5.3.6 Auswahl der adäquaten Parameterkombination zur Beschreibung der Tragfunktion

Das oben vorgestellte Berechnungsprogramm bietet eine Vielzahl von möglichen Parameterkombinationen zur Modellierung des Tragverhaltens der SCSC- Platte. Im Folgenden werden

daher einige ausgewählte Modelle aller Plattentypen nach den in *Abschnitt 5.3.5* beschriebenen Schritten untersucht. Die Treffsicherheit dieser Modelle wird im Anschluss daran anhand einer Gegenüberstellung von Kraft- Verformungs- und Kraft- Dehnungslinien beurteilt. Die Modellbildung nach der Theorie des elastischen Verbunds basiert im Wesentlichen auf den Ergebnissen der FE- Berechnung. Daher werden für den Plattentyp A die Ergebnisverläufe des in *Abschnitt 4.4.3* als adäquatest identifizierten FE- Modells **A1msCDP2f70Psi45DP20** als Referenzkurven des Ergebnisvergleichs herangezogen. Zusätzlich sind in den Diagrammen auch die Messwertkurven der Labormessungen eingetragen.

	ElVerb_A01	**ElVerb_A02**	**ElVerb_A03**	**ElVerb_A04**
Sprengwerk	berücks.	berücks.	berücks.	berücks.
l_{Sp}	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$
l_{SF}	$270mm$	$270mm$	$270mm$	$270mm$
h_{SF}	$140mm$	$140mm$	$140mm$	$140mm$
A_{SF1}	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$
A_{SF2}	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$
Fläche opt.	nein	nein	nein	nein
Verbundart	elastisch	elastisch	elastisch	elastisch
b_{eff}	nicht berücks.	berücksichtigen	nicht berücks.	berücksichtigen
Betonin Druckz.	keine Berücks.	keine Berücks.	mit Iteration	mit Iteration
E_a	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$
E_c	$42200N/mm^2$	$42200N/mm^2$	$42200N/mm^2$	$42200N/mm^2$
f_y	$393N/mm^2$	$393N/mm^2$	$393N/mm^2$	$393N/mm^2$
f_c	$55N/mm^2$	$55N/mm^2$	$55N/mm^2$	$55N/mm^2$
e_{DL}	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$
h_{ges}	$200mm$	$200mm$	$200mm$	$200mm$
t_t	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_b	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_{DL}	$20mm(30mm)$	$20mm(30mm)$	$20mm(28mm)$	$20mm(28mm)$
h_{Rest}	$60mm$	$60mm$	$60mm$	$60mm$
e_{Ds}	$170mm$	$170mm$	$170mm$	$170mm$
h_{Due}	$100mm$	$100mm$	$100mm$	$100mm$
k_{Zahn}	$2{,}39E6N/mm^2$	$2{,}39E6N/mm^2$	$2{,}39E6N/mm^2$	$2{,}39E6N/mm^2$
α_0	36°	36°	36°	36°
α_m	36°	36°	36°	36°
Verlauf	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung
Druckstr.-Geom.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.

Tabelle 5.5: Parameterkominationen der Modelle für Plattentyp A

In *Tabelle 5.5* sind die Parameterkombinationen der untersuchten Modelle des Plattentyps A zusammengefasst. Es werden vier Modellvarianten untersucht. Da der Krümmungswechsel in der Biegelinie nur bei Berücksichtigung des zusätzlichen Sprengwerks nach *Abschnitt 5.3.3.2* abbildbar ist, wird dies bei allen Modellvarianten angewendet. Die Teilquerschnitte der

Modelle **ElVerb_A01** und **ElVerb_A02** bestehen nur aus den stählernen Grundquerschnitten, während bei **ElVerb_A03** und **ElVerb_A04** zusätzlich der Beton in der Druckzone berücksichtigt wird. Die Modelle **ElVerb_A02** und **ElVerb_A04** werden außerdem mit mittragenden Breiten untersucht. Die Vorgehensweise zur Modellierung des Systems und dessen Belastung sowie die Berechung aller Modelle wird nach dem in *Abschnitt 5.3.5* exemplarisch dargelegten System duchgeführt. Die eingeklammerten Werte der Dicke t_{DL} in *Tabelle 5.5* sind jene Werte, die zur rechnerischen Vergrößerung der Fluidbereiche der Druckstrebenanschlüsse zur Stahldübelleiste eingesetzt werden.

Abbildung 5.94 zeigt den Vergleich des Kraft- Verformungsverlaufs der Vertikalverschiebung in Feldmitte. Die Kurven der Modellergebnisse sind dabei nach dem in *Abschnitt 5.3.3.4* gezeigten System konstruiert. Erwartungsgemäß liefern die Modelle mit Berücksichtigung der effektiven Breiten im Vergleich zu den Modellen **ElVerb_A01** und **ElVerb_A03**, die diesen Effekt nicht enthalten, eine etwas kleinere Biegesteifigkeit und eine um rund 15% geringere Traglast. Insgesamt ist jedoch bei allen vier Modellen eine sehr gute Übereinstimmung, sowohl mit den Ergebnissen der Labormessung als auch mit dem Verlauf der FE- Berechnung, feststellbar. Die Traglast wird mit allen Modellen auf der sicheren Seite abgeschätzt.

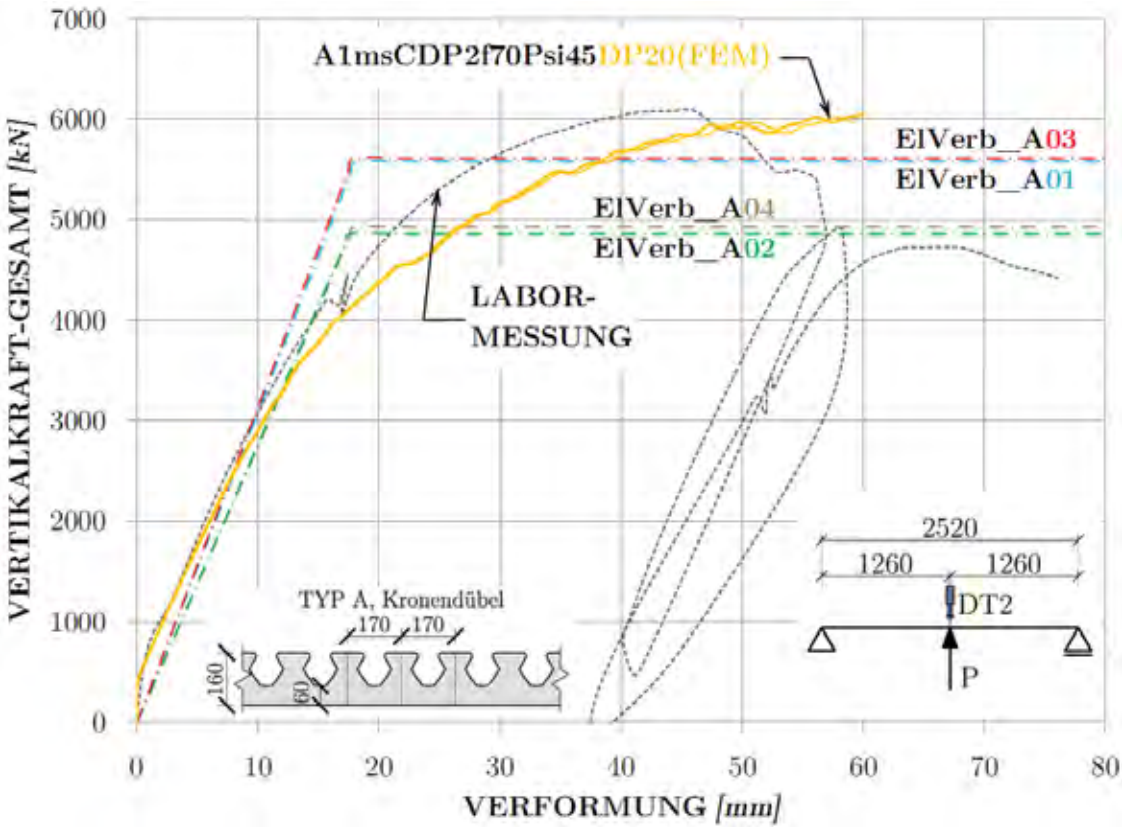


Abbildung 5.94: Modellvergleich anhand der Kraft- Verschiebungslinie für DT2- TypA

Die *Abbildungen 5.95* und *5.96* zeigen die Vergleiche der Kraft- Dehnungsverläufe der äußeren Deckblechdehnungen $\varepsilon_{t,out}$ und $\varepsilon_{b,out}$ nach *Abbildung 5.65* an den Stellen der im Laborversuch applizierten Dehnmessstreifen DMS2 und DMS4. Beide DMS liegen im Bereich der Störzone des Plattenauflagers. Das erklärt, warum sowohl am oberen als auch am unteren Blech

Zugdehnungen auftreten. Für alle folgenden Diagramme der Kraft- Dehnungsverläufe gilt wieder prinzipiell, dass in je ein Diagramm die Verläufe der DMS an der Ober- und jene der DMS an der Unterseite eingetragen sind. Somit ergeben sich je zwei Verlaufskurven pro Messung, beziehungsweise pro Modell und Diagramm. Alle Dehnungsverläufe an der Plattenoberseite sind dabei durchwegs mit dünneren Linien dargestellt.

Der Dehnungsvergleich an der Stelle des DMS2 in *Abbildung 5.95* ergibt eine gute Übereinstimmung der Rechenmodelle mit den tatsächlich im Labor gemessenen Verläufen. Am unteren Blech liefert die ingenieurmäßige Modellbildung unter Zugrundelegung der Theorie des elastischen Verbunds eine Überschätzung der Steifigkeit. Tendenziell nähern die Modelle **ElVerb_A03** und **ElVerb_A04**, bei denen der Beton in der Druckzone berücksichtigt wird, die Labormesskurven etwas besser an. Allein unter Beachtung der Streuweite der Messwertkurven kann jedoch für diesen Messpunkt festgehalten werden, dass die Absolutwerte der Ergebnisdifferenzen der einzelnen Ingenieurmodelle von vernachlässigbarer Größenordnung sind.

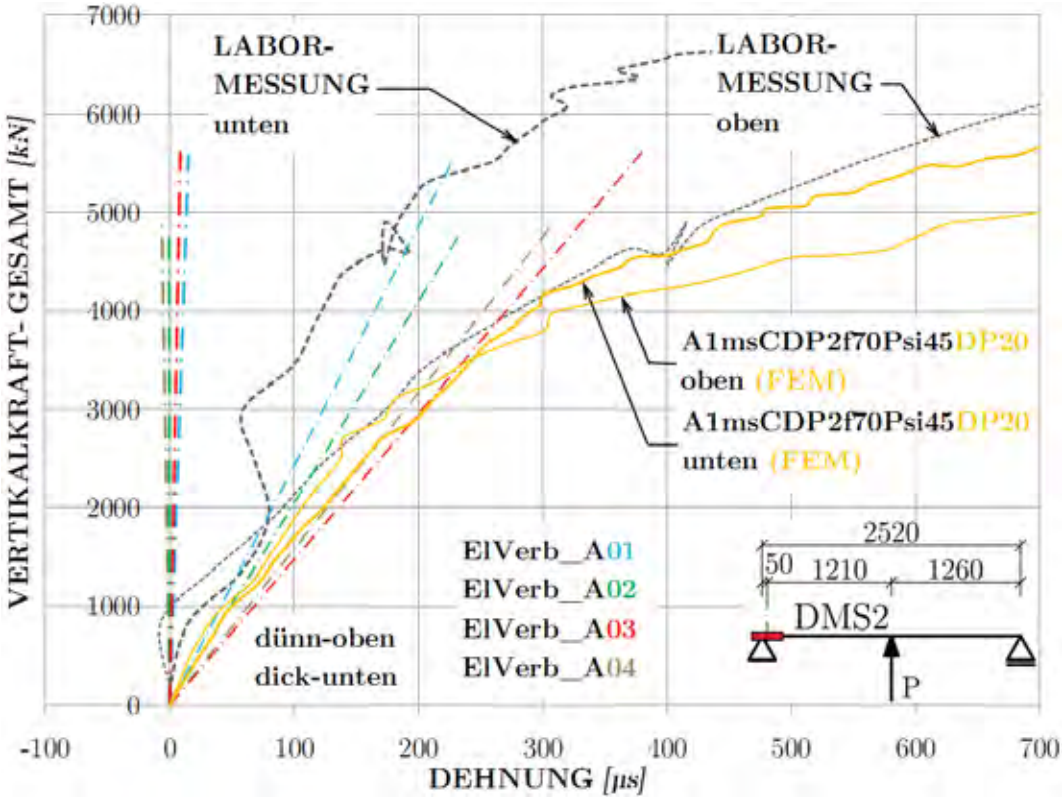


Abbildung 5.95: Modellvergleich anhand der Kraft- Dehnungslinie für DMS2- TypA

Auch der Vergleich der Kraft- Dehnungs- Verläufe in *Abbildung 5.96* zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Messwerte mit den errechneten Werten der FE- Simulation und der ingenieurmäßigen Modellbildung. Für das untere Blech ergeben **ElVerb_A01** und **ElVerb_A02** die besseren Näherungswerte, während **ElVerb_A03** und **ElVerb_A04** die Messwerte des oberen Blechs besser approximieren. Jedenfalls ergeben sich alle Dehnungen, die mit der Modellbildung des elastischen Verbunds errechnet werden, im Bereich zwischen den gemessenen Dehnungswerten des oberen und des unteren Blechs.

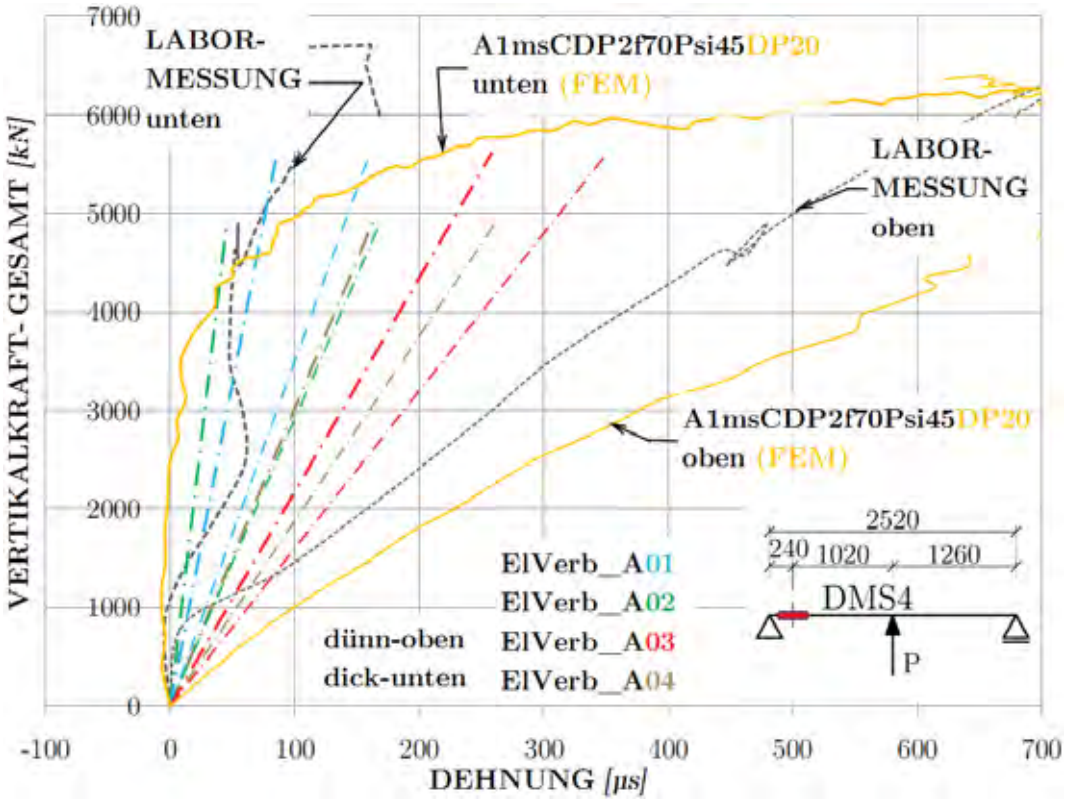


Abbildung 5.96: Modellvergleich anhand der Kraft- Dehnungslinie für DMS4- TypA

Die *Abbildungen 5.97* und *5.98* zeigen die Vergleiche der Kraft- Dehnungsverläufe der äußeren Deckblechdehnungen an den Stellen von DMS9 und DMS11 im Laborversuch. Diese DMS liegen beide im Regelbereich der Tragwirkung. Daher ergeben sich dort durchwegs Zugspannungen am oberen und Druckspannungen am unteren Blech.

Die Gegenüberstellung der Blechdehnungen an der Stelle von DMS9 in *Abbildung 5.97* zeigt abermals eine gute Übereinstimmung sämtlicher, untersuchter Modelle mit Labormessungen und FE- Ergebnissen. Für das gedrückte untere Blech ergeben die Modelle ohne Berücksichtigung des Betons in der Druckzone sicherere Ergebnisse. Für das gezogene untere Blech fällt auf, dass sowohl die FE- Simulation als auch die Modelle des elastischen Verbunds die gemessenen Dehnungen überschätzen. Für den in *Abbildungen 5.97* untersuchten Punkt weisen **ElVerb_A01** und **ElVerb_A02** die beste Annäherung an die Labormesswerte auf.

Der Dehnungsvergleich an der Stelle des DMS11 in *Abbildung 5.98* ergibt eine ausgezeichnete Übereinstimmung der Modellergebnisse mit den Referenzwerten aus der Labormessung und aus der FE- Berechnung. Die Dehnungen des unteren Blechs werden durch die Modellbildung des elastischen Verbunds durchwegs auf der sicheren Seite liegend abgebildet. Am oberen, gezogenen Blech sind die Verläufe der Rechenmodelle beinahe deckungsgleich mit jenen der Labormessung.

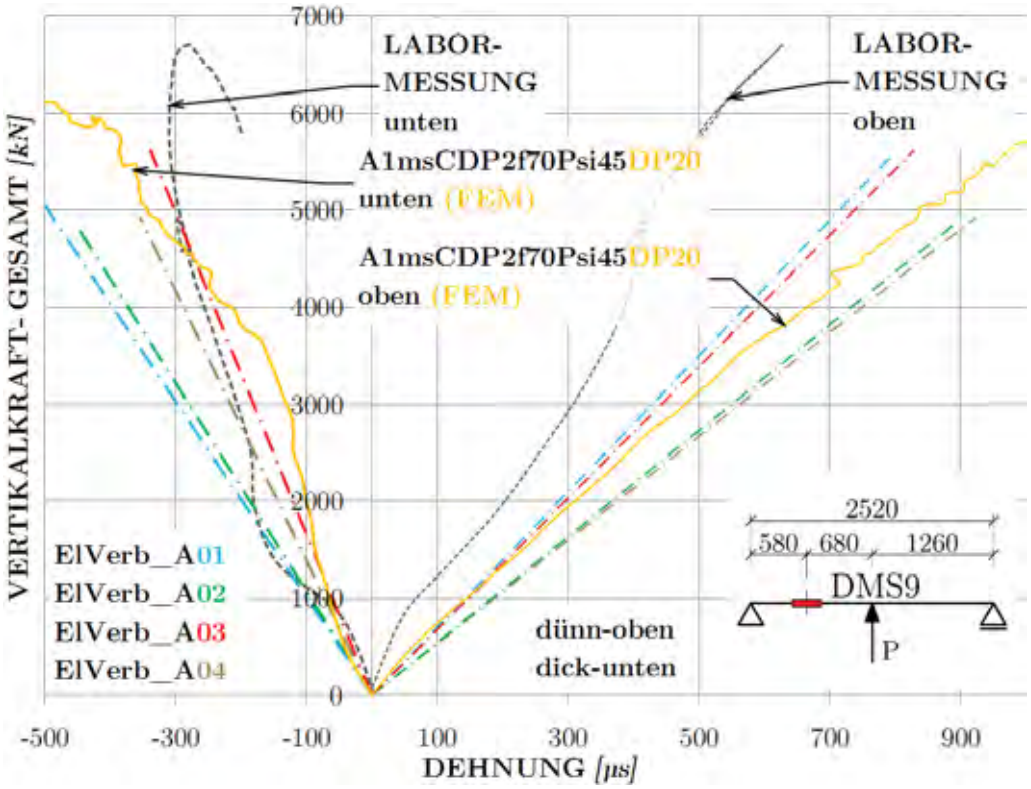


Abbildung 5.97: Modellvergleich anhand der Kraft- Dehnungslinie für DMS9- TypA

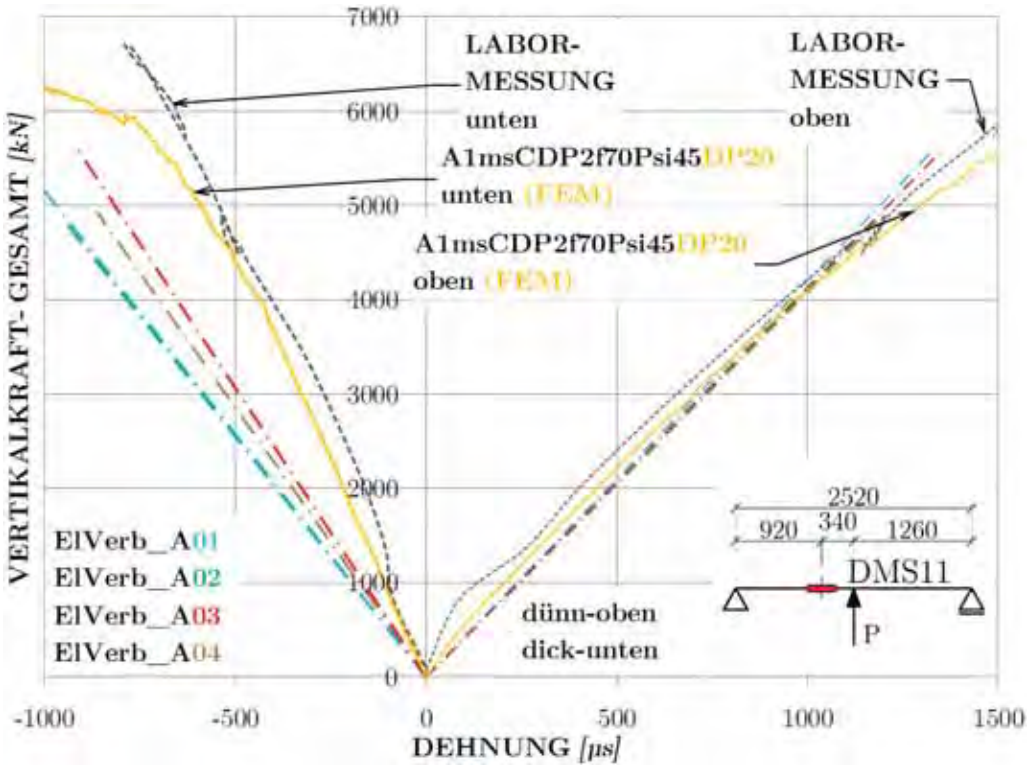


Abbildung 5.98: Modellvergleich anhand der Kraft- Dehnungslinie für DMS11- TypA

Im Folgenden werden Modelle zur Beschreibung der Laborversuche des Plattentyps C erstellt, berechnet und untereinander verglichen. Die Modellbezeichnung sowie die Vorgehensweise der Modellbildung sind dabei äquivalent zu Plattentyp A. Die dafür verwendeten Parameterkombinationen sind in *Tabelle 5.6* zusammengefasst. In den folgenden Diagrammen werden lediglich die Messwertkurven der Labormessungen als Referenzkurven des Ergebnisvergleichs herangezogen.

	ElVerb_C01	**ElVerb_C02**	**ElVerb_C03**	**ElVerb_C04**
Sprengwerk	berücks.	berücks.	berücks.	berücks.
l_{Sp}	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$
l_{SF}	$290mm$	$290mm$	$290mm$	$290mm$
h_{SF}	$140mm$	$140mm$	$140mm$	$140mm$
A_{SF1}	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$
A_{SF2}	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$
Fläche opt.	nein	nein	nein	nein
Verbundart	elastisch	elastisch	elastisch	elastisch
b_{eff}	nicht berücks.	berücksichtigen	nicht berücks.	berücksichtigen
Betonin Druckz.	keine Berücks.	keine Berücks.	mit Iteration	mit Iteration
E_a	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$
E_c	$38500N/mm^2$	$38500N/mm^2$	$38500N/mm^2$	$38500N/mm^2$
f_y	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$
f_c	$58N/mm^2$	$58N/mm^2$	$58N/mm^2$	$58N/mm^2$
e_{DL}	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$
h_{ges}	$200mm$	$200mm$	$200mm$	$200mm$
t_t	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_b	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_{DL}	$20mm(28mm)$	$20mm(28mm)$	$20mm(26mm)$	$20mm(26mm)$
h_{Rest}	$30mm$	$30mm$	$30mm$	$30mm$
e_{Ds}	$170mm$	$170mm$	$170mm$	$170mm$
h_{Due}	$100mm$	$100mm$	$100mm$	$100mm$
k_{Zahn}	$2{,}11E6N/mm^2$	$2{,}11E6N/mm^2$	$2{,}11E6N/mm^2$	$2{,}11E6N/mm^2$
α_0	$44°$	$44°$	$44°$	$44°$
α_m	$44°$	$44°$	$44°$	$44°$
Verlauf	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung
Druckstr.-Geom.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.

Tabelle 5.6: Parameterkominationen der Modelle für Plattentyp C

Abbildung 5.99 stellt die Kraft- Verformungsverläufe der Vertikalverschiebung in Feldmitte gegenüber. Die Kurven der Rechenmodelle zeigen ähnliche Eigenschaften wie jene des Plattentyps A in *Abbildung 5.94*. Die Modelle, bei denen die effektiven Breiten berücksichtigt werden, weisen auch bei diesem Plattentyp eine um rund 15% geringere Traglast auf. Insgesamt wird die Systemtraglast der SCSC- Platte mit Lochleiste durch die rechnerische Modellbildung mit der Theorie des elastischen Verbunds etwas stärker unterschätzt,

als jene des Plattentyps A. Dies ist mit der nicht berücksichtigten, zusätzlichen Tragreserve durch die geschlossene Dübelleistenform begründbar und wird durch Betrachtung der *Abbildung 5.63* deutlich. Während bei den Dübelleistentypen A und B das außen liegende Blech und die Resthöhe h_{Rest} des Stegs tatsächlich die einzigen Elemente sind, die ein Widerstandsmoment des Teilquerschnitts erzeugen, wird bei den Typen C und D der grau hinterlegte Teil nicht im Querschnittswiderstand berücksichtigt. Diese Teilbereiche übernehmen jedoch tatsächlich Spannungen, die die Traglast real erhöhen. Somit handelt es sich bei der vorliegenden Modellbildung um eine Abschätzung auf der sicheren Seite. Dennoch liefern alle Rechenmodelle brauchbare Näherungen des tatsächlich gemessenen Durchbiegungsverhaltens. Die Modellbildung ohne Berücksichtigung von effektiven Breiten und ohne Berücksichtigung eines mittragenden Betonteils in der Druckzone liefert hier bezüglich der Durchiegungen die besten Ergebnisse.

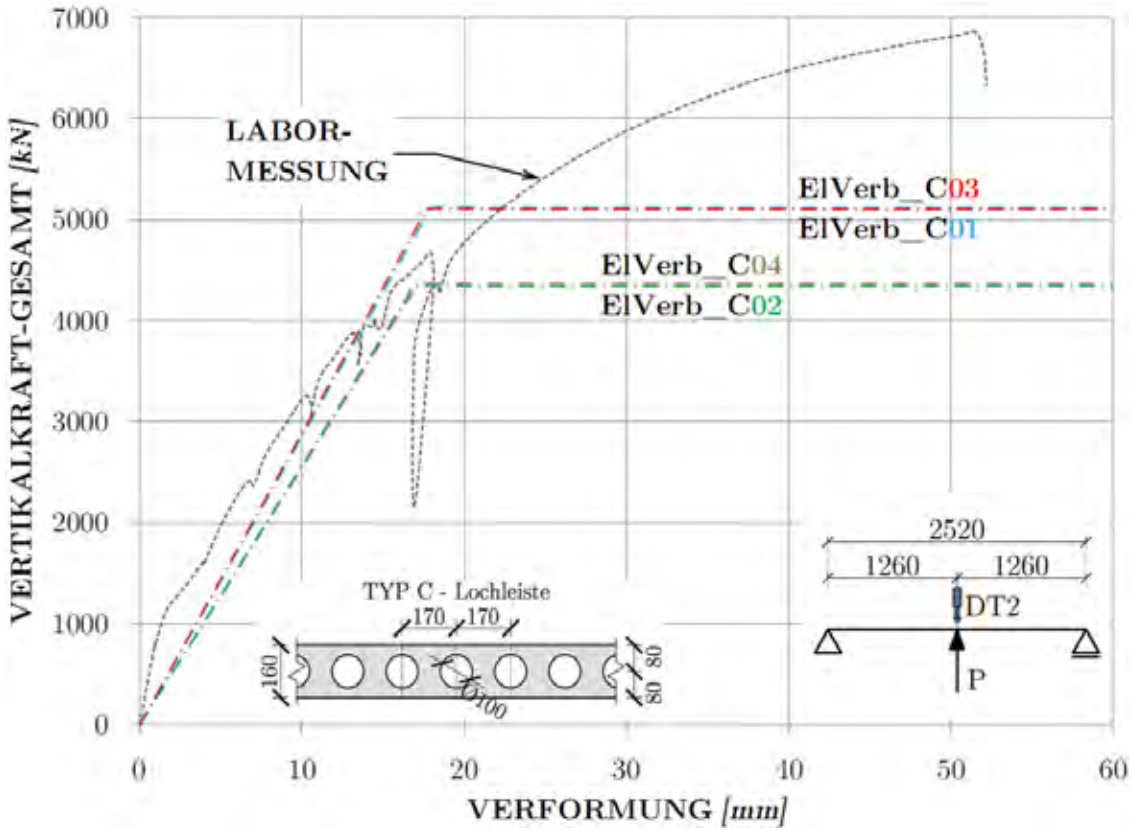


Abbildung 5.99: Modellvergleich anhand der Kraft- Verschiebungslinie für DT2- TypC

In den *Abbildungen 5.100* und *5.101* sind die Kraft- Dehnungsverläufe der äußeren (Deck-) Bleche je einmal für den Störbereich des Plattenauflagers und einmal für den Regelbereich der Tragwirkung dargestellt. *Abbildung 5.100* zeigt den Vergleich der gemessenen Dehnungswerte an der Stelle der DMS4 mit den, nach der Theorie des elastischen Verbunds errechneten Werten. Auch bei diesem Plattentyp ist keines der Modelle als „bestes“ zu identifizieren. Die Gegenüberstellung der Dehnungsverläufe an der Stelle des DMS11 in *Abbildung 5.101* zeigt eine vergleichbar gute Übereinstimmung aller Ergebnisse der Rechenmodelle mit den Messwerten, wie sie bereits für den Plattentyp A erläutert wurde.

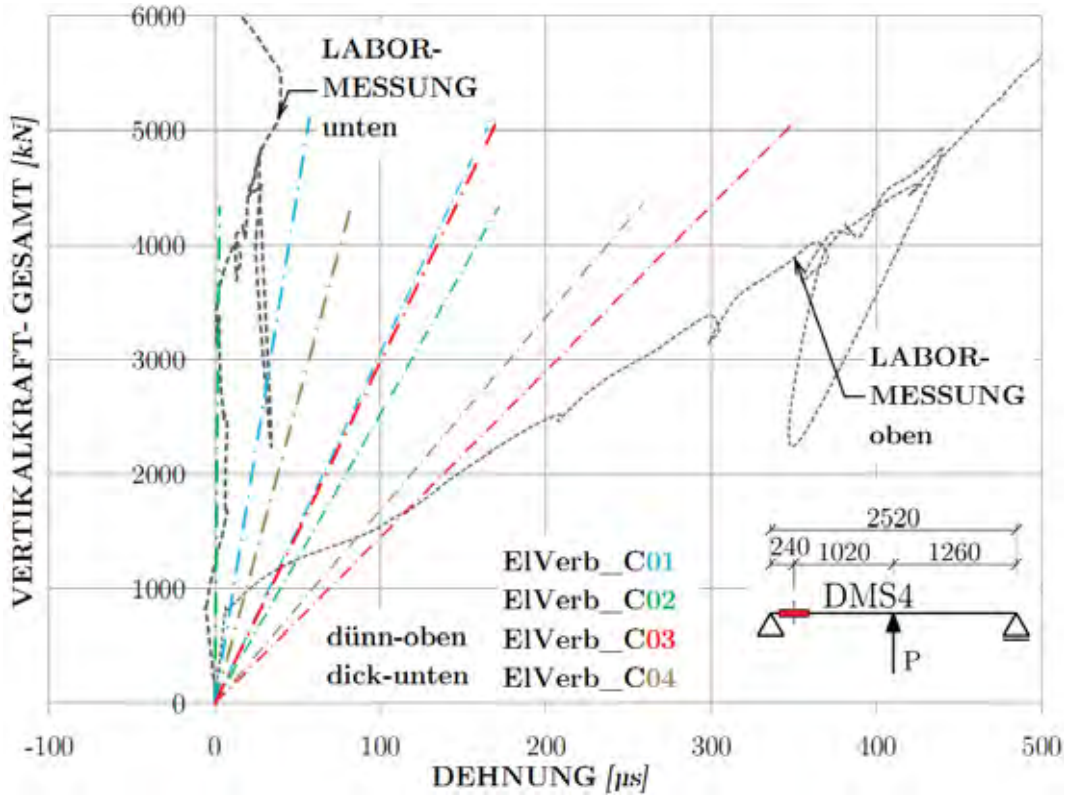


Abbildung 5.100: Modellvergleich anhand der Kraft- Dehnungslinie für DMS4- TypC

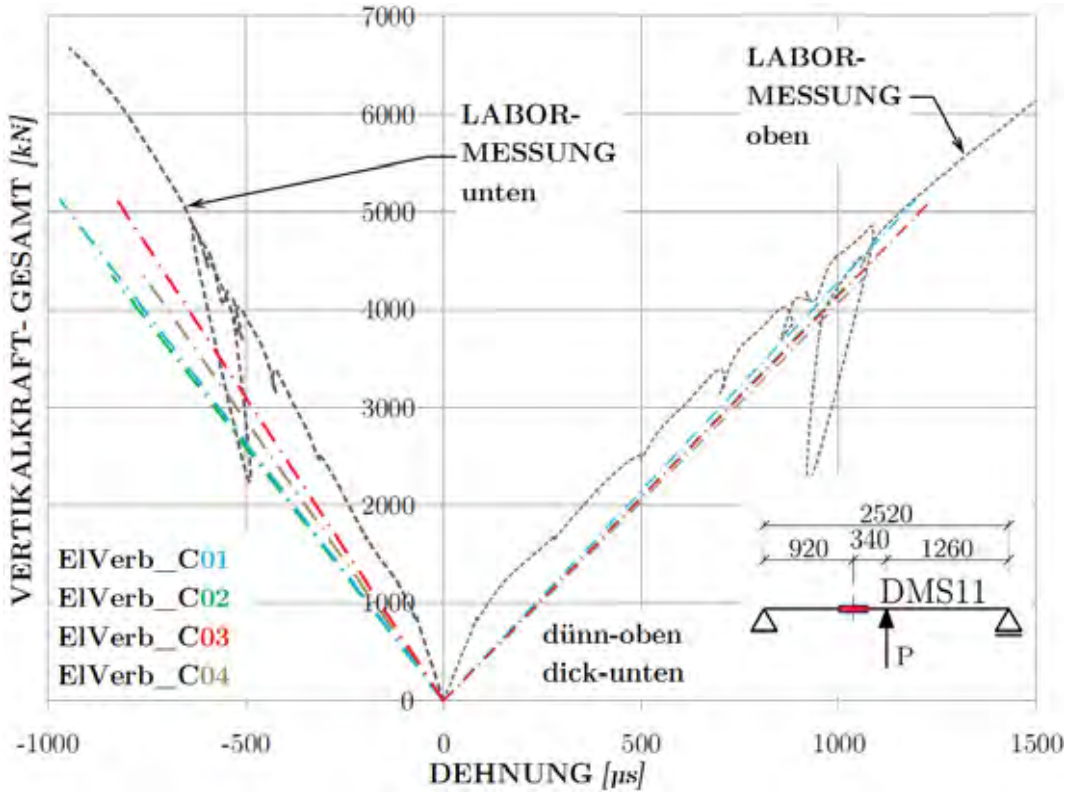


Abbildung 5.101: Modellvergleich anhand der Kraft- Dehnungslinie für DMS11- TypC

Zuletzt wird die Modelltreffsicherheit der Plattentypen B und D anhand der Kraft- Verformungslinien der Mittendurchbiegung untersucht. Die Bezeichnung der Einzelmodelle und die prinzipielle Vorgehensweise zur Modellbildung werden weiterhin beibehalten. Die angepassten Kombinationen der Berechnungsparameter der Typen B und D sind in den *Tabellen 5.7* und *5.8* zusammengefasst. Da für diese Plattentypen keine FE- Analysen durchgeführt wurden, sind in den Diagrammen abermals die Messwertkurven der Labormessungen als Referenzkurven des Ergebnisvergleichs eingetragen. Auf Vergleiche der Dehnungsverläufe wird für die Platten der Typen C und D verzichtet.

	ElVerb_B01	**ElVerb_B02**	**ElVerb_B03**	**ElVerb_B04**
Sprengwerk	berücks.	berücks.	berücks.	berücks.
l_{Sp}	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$
l_{SF}	$300mm$	$300mm$	$300mm$	$300mm$
h_{SF}	$140mm$	$140mm$	$140mm$	$140mm$
A_{SF1}	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$
A_{SF2}	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$
Fläche opt.	nein	nein	nein	nein
Verbundart	elastisch	elastisch	elastisch	elastisch
b_{eff}	nicht berücks.	berücksichtigen	nicht berücks.	berücksichtigen
Betonin Druckz.	keine Berücks.	keine Berücks.	mit Iteration	mit Iteration
E_a	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$
E_c	$41500N/mm^2$	$41500N/mm^2$	$41500N/mm^2$	$41500N/mm^2$
f_y	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$
f_c	$58N/mm^2$	$58N/mm^2$	$58N/mm^2$	$58N/mm^2$
e_{DL}	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$
h_{ges}	$200mm$	$200mm$	$200mm$	$200mm$
t_t	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_b	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_{DL}	$20mm(20mm)$	$20mm(20mm)$	$20mm(20mm)$	$20mm(20mm)$
h_{Rest}	$60mm$	$60mm$	$60mm$	$60mm$
e_{Ds}	$120mm$	$120mm$	$120mm$	$120mm$
h_{Due}	$100mm$	$100mm$	$100mm$	$100mm$
k_{Zahn}	$1{,}30E6N/mm^2$	$1{,}30E6N/mm^2$	$1{,}30E6N/mm^2$	$1{,}30E6N/mm^2$
α_0	$40°$	$40°$	$40°$	$40°$
α_m	$40°$	$40°$	$40°$	$40°$
Verlauf	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung
Druckstr.-Geom.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.

Tabelle 5.7: Parameterkominationen der Modelle für Plattentyp B

Da zu der Länge l_{SF} sowie zur Druckstrebenneigung α keine Anhaltswerte aus FE- Ergebnissen vorliegen, werden dafür Mittelwerte aus den Erfahrungen mit den anderen Plattentypen abgeschätzt. Die Länge l_{SF} wird in Übereinstimmung mit der Empfehlung in *Abschnitt 5.3.3.2* mit $300\,mm$ festgelegt. Für die Druckstrebenneigung α wird mit $40°$ in etwa der Mittelwert der für die Typen A und C ermittelten Winkel gewählt.

	ElVerb_D01	**ElVerb_D02**	**ElVerb_D03**	**ElVerb_D04**
Sprengwerk	berücks.	berücks.	berücks.	berücks.
l_{Sp}	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$	$2520mm$
l_{SF}	$300mm$	$300mm$	$300mm$	$300mm$
h_{SF}	$140mm$	$140mm$	$140mm$	$140mm$
A_{SF1}	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$	$40000mm^2$
A_{SF2}	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$	$30000mm^2$
Fläche opt.	nein	nein	nein	nein
Verbundart	elastisch	elastisch	elastisch	elastisch
b_{eff}	nicht berücks.	berücksichtigen	nicht berücks.	berücksichtigen
Betonin Druckz.	keine Berücks.	keine Berücks.	mit Iteration	mit Iteration
E_a	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$	$210000N/mm^2$
E_c	$37300N/mm^2$	$37300N/mm^2$	$37300N/mm^2$	$37300N/mm^2$
f_y	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$	$363N/mm^2$
f_c	$52N/mm^2$	$52N/mm^2$	$52N/mm^2$	$52N/mm^2$
e_{DL}	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$	$1000mm$
h_{ges}	$200mm$	$200mm$	$200mm$	$200mm$
t_t	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_b	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
t_{DL}	$20mm(25mm)$	$20mm(25mm)$	$20mm(24mm)$	$20mm(24mm)$
h_{Rest}	$20mm$	$20mm$	$20mm$	$20mm$
e_{Ds}	$95mm$	$95mm$	$95mm$	$95mm$
h_{Due}	$70mm$	$70mm$	$70mm$	$70mm$
k_{Zahn}	$1{,}60E6N/mm^2$	$1{,}60E6N/mm^2$	$1{,}60E6N/mm^2$	$1{,}60E6N/mm^2$
α_0	$40°$	$40°$	$40°$	$40°$
α_m	$40°$	$40°$	$40°$	$40°$
Verlauf	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung	1.Ordnung
Druckstr.-Geom.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.	automat. erm.

Tabelle 5.8: Parameterkominationen der Modelle für Plattentyp D

Die *Abbildungen 5.102* und *Abbildungen 5.103* zeigen die Kraft- Verformungsverläufe des Wegaufnehmers DT2 aus dem Laborversuch im Vergleich zu den Arbeitslinien der vier Varianten der rechnerischen Modellbildung. Es zeigt sich prinzipiell das gleiche Bild wie auch bei den anderen Plattentypen. Die Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds kann also auch zur Beschreibung der Tragfunktion dieser Plattentypen herangezogen werden.

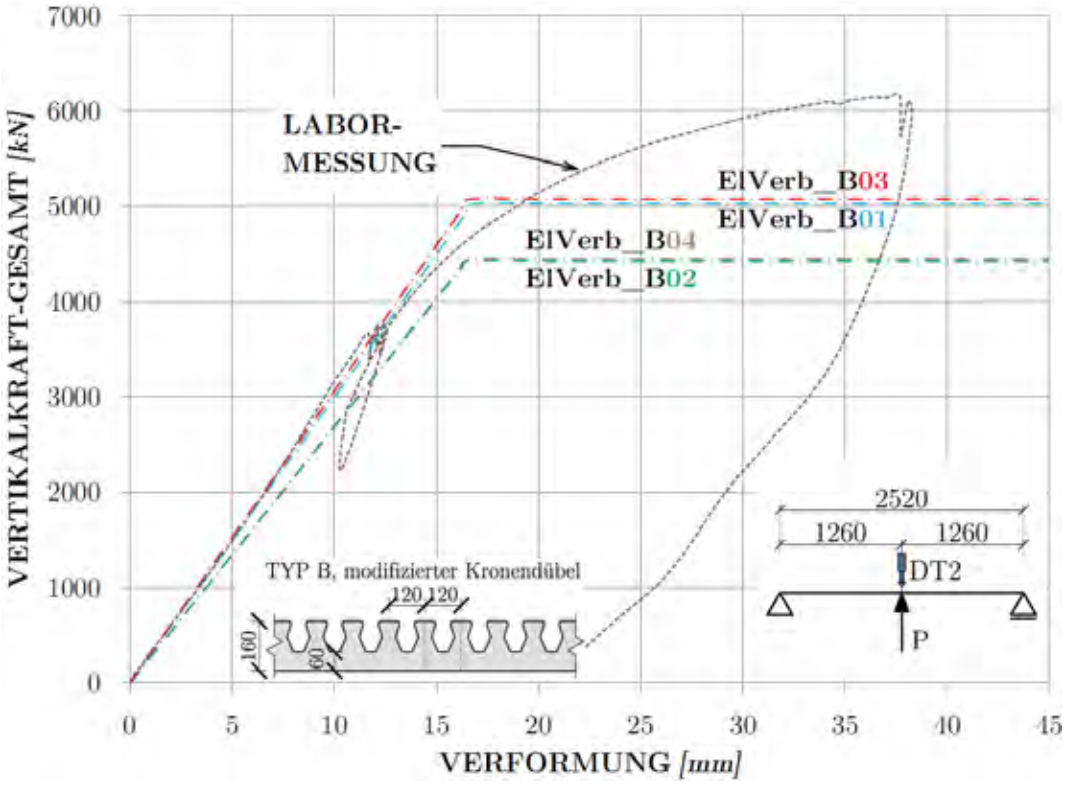


Abbildung 5.102: Modellvergleich anhand der Kraft- Verschiebungslinie für DT2- TypB

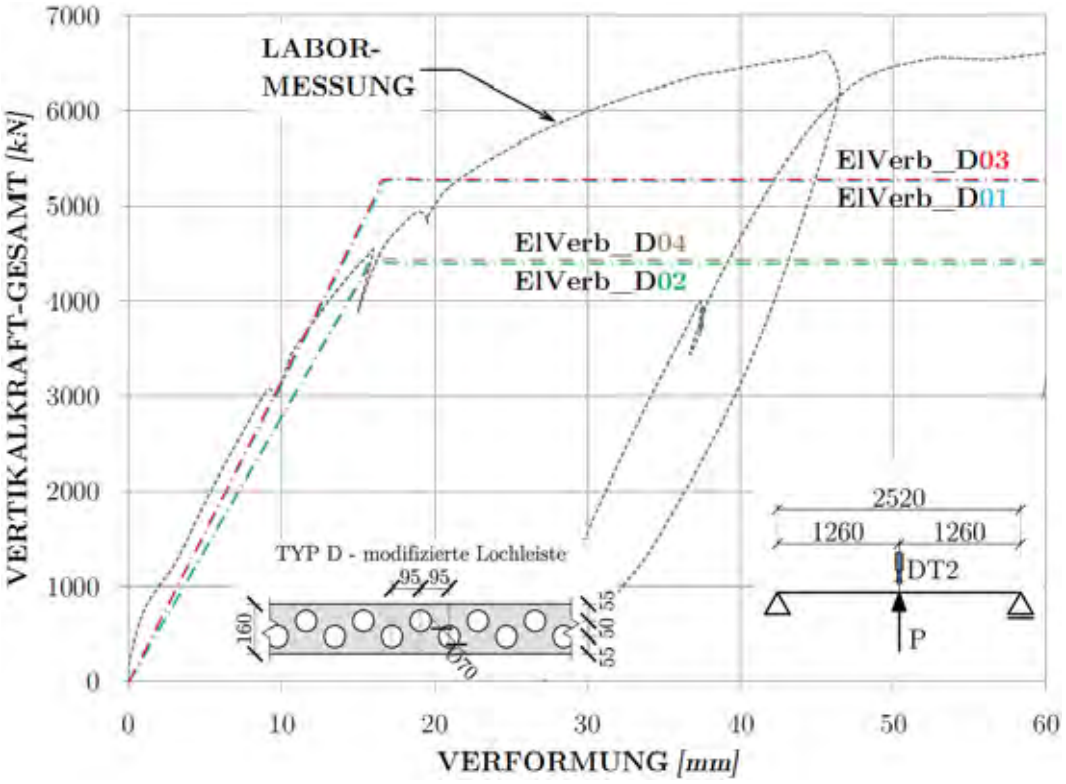


Abbildung 5.103: Modellvergleich anhand der Kraft- Kraft- Verschiebungslinie für DT2- TypD

Zusammenfassend wird festgehalten, dass alle vier untersuchten Modellvarianten für alle Plattentypen zufriedenstellende Ergebnisse liefern. Die Modelle mit Berücksichtigung der effektiven, mittragenden Breiten bilden die Tragfunktion tendenziell etwas besser, weil weiter auf der sicheren Seite, ab. Je nach betrachtetem Punkt und Plattentyp ist dies entweder das Modell **ElVerb_02** ohne oder das Modell **ElVerb_04** mit Berücksichtigung des Betons in der Druckzone. Der Mehraufwand in der iterativen Berechnung der mitwirkenden Betonhöhe der Modelle **ElVerb_03** und **ElVerb_04** wird aber keinesfalls durch deutlich genauere respektive deutlich sicherere Ergebnisse gerechtfertigt.

Unter Berücksichtigung der Vielzahl an Vereinfachungen und Näherungen in der ingenieurmäßigen Modellbildung sowie der Unsicherheiten und Streuweiten der Materialparameter kann die einfachere Modellvariante **ElVerb_02** jedenfalls für baupraktische Anwendungen als ausreichend genau erachtet werden.

5.4 Zweistabmodelle mit diskreten Koppelstäben

Als abschließender Schritt wird die Tragfunktion der SCSC- Platte mit einem Modell beschrieben, das mit einfachen Stabwerksprogrammen für beliebige Belastungen generier- und berechenbar ist. Es handelt sich dabei um ein Zweistabmodell mit diskreten Koppelstäben, das im weiteren Sinne als Näherungslösung zur Theorie des elastischen Verbunds gesehen werden kann.

5.4.1 Allgemeines zu Zweistabmodellen

Lit.: [UW09]

Zweistabmodelle oder auch Vierendeelmodelle sind eine in der Praxis, vor allem im Verbundbrückenbau, oft angewendete alternative Berechnungsmethode zum Gesamtquerschnittsverfahren, das auch als n- Ziffer Verfahren bezeichnet wird. Dabei wird der Verbundquerschnitt in zwei Einzelstäbe aufgeteilt. Diese sind einerseits der Stahlstab des Grundquerschnitts, der mittragende Breiten, Aussteifungen und dergleichen enthalten kann und andererseits der Betonstab, der die Fahrbahnplatte abbildet. Diese zwei Einzelstäbe werden mit deren Schwerpunktabstand im Stabwerk modelliert und durch starre, vertikale Exzenterstäbe miteinander gekoppelt. *Abbildung 5.104* zeigt diese Vorgehensweise prinzipiell.

Die Vorteile dieser Berechnungsmethode im Verbundbrückenbau sind im Wesentlichen die folgenden:

- Die aufwändige Ermittlung der ideellen Querschnittswerte, die sowohl vom betrachteten Lastfall als auch gewählten Betonalter abhängig sind und deren Zuteilung zu den Berechnungsmodellen entfällt. Bei den Betonstäben kann Kriechen für ständige Lastfälle über eine Abminderung des E- Moduls berücksichtigt werden. Der Lastfall Schwinden wird über eine rechnerische Abkühlung der Betonstäbe berücksichtigt.

- Gerissene Bereiche der Betonplatte im Stützenbereich werden durch den Ersatz der Betonstäbe gegen Stäbe mit der Querschnittsfläche der Bewehrung abgebildet. Durch eine rechnerische Vergrößerung der Bewehrungsfläche können auch *tension stiffening* Effekte berücksichtigt werden.

- Bauzustände können über eine der Reihenfolge der Betonierabschnitte angepasste, zeitlich abgestufte Aktivierung der Betonstäbe im gleichen Modell mit erfasst werden.

- Die Modellierung und Berechnung derartiger Systeme ist beinahe mit jedem Stabwerksprogramm problemlos durchführbar.

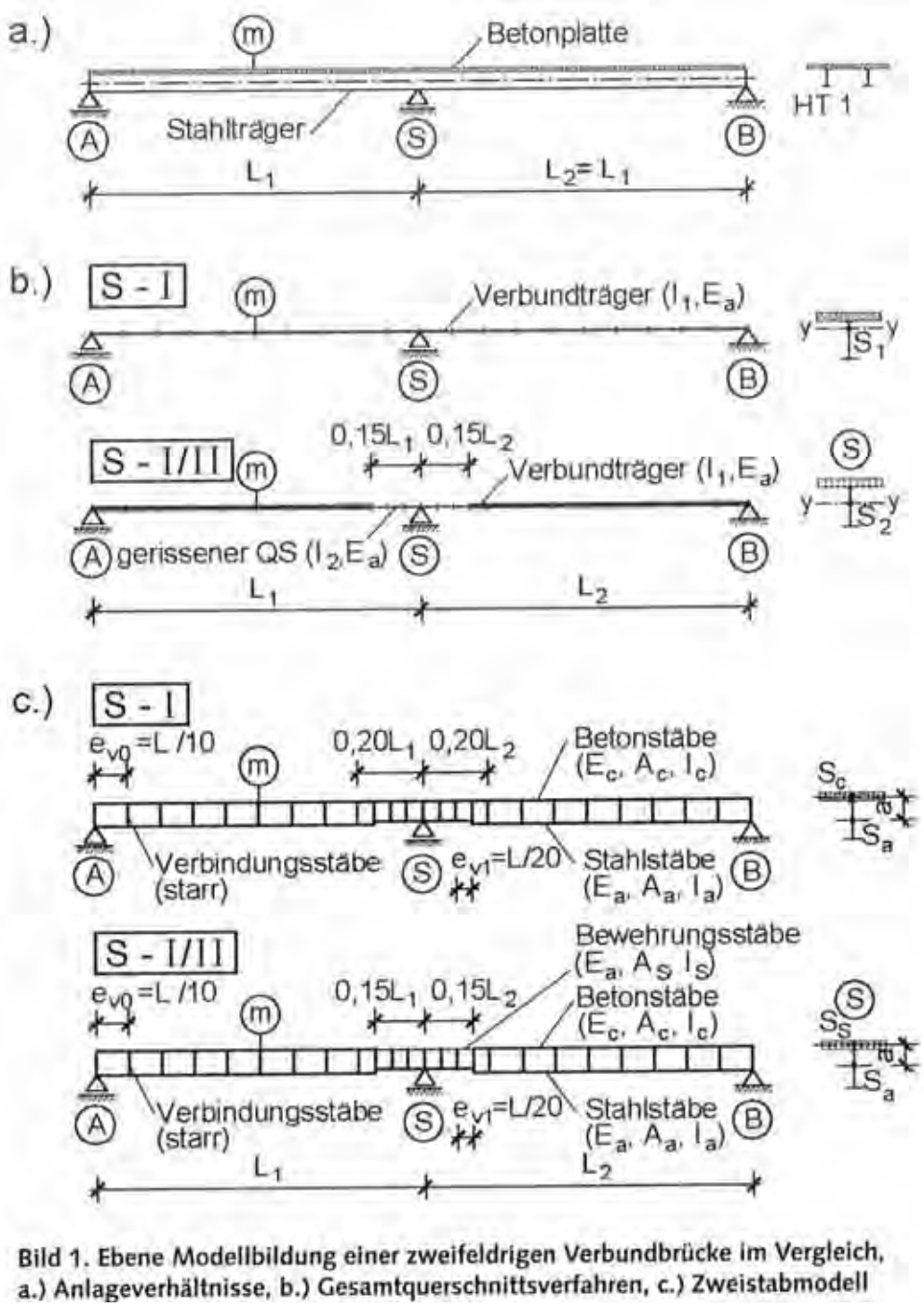


Bild 1. Ebene Modellbildung einer zweifeldrigen Verbundbrücke im Vergleich, a.) Anlageverhältnisse, b.) Gesamtquerschnittsverfahren, c.) Zweistabmodell

Abbildung 5.104: Berechnung von Verbundbrücken nach dem Zweistabmodell [UW09]

Als bedeutendster Nachteil dieser Variante der Modellbildung für Verbundträger sind die teils nicht unerheblichen Abweichungen einzelner Ergebniswerte zur „genauen“ Berechnung nach dem Gesamtquerschnittsverfahren zu nennen. Durch den Ersatz einer tatsächlich konstanten, starren Kopplung der Stahl- und der Betonquerschnitte durch diskrete, starre Koppelstäbe entstehen die folgenden, unrealistischen Effekte:

- Bei Ansatz der Belastung auf die Betonstäbe entstehen zwischen den Koppelpunkten Biegemomente, die im realen System nicht auftreten. Um dies zu vermeiden, sind vertikale Lasten durch Ersatzkräfte in den Knotenpunkten der Kopplung abzubilden.

- Durch die Vierendeel- Tragwirkung des Rechenmodells entstehen zwischen den starren Koppelstäben sowohl in den Stahl- als auch in den Betonstäben sekundäre Biegemomente. Es bilden sich für diese Art der Modellierung typische, stufenförmige Normalkraft- und sägezahnartige Momentenlinien aus. Die Größenordnung der sekundären Biegemomente hängt in erster Linie von der Auflösung des Modells, also dem gewählten Abstand der Koppelstäbe zueinander ab. In der Regel sind die Spannungsverläufe einer Schnittgrößenermittlung mit dem Zweistabmodell in einer Nachlaufrechnnung nach dem in *Abbildung 5.105* dargestellten System zu glätten.

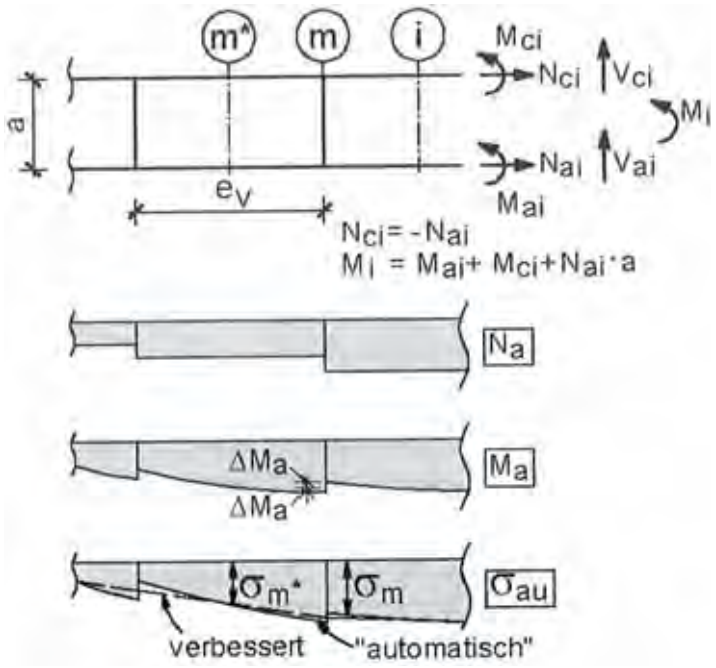


Abbildung 5.105: Glättung von nach dem Zweistabmodell berechneten Spannungsverläufen [UW09]

Wird der Abstand der Koppelstäbe verringert, nähern sich alle Ergebnisse der Berechnung von Zweistabmodellen asymptotisch an jene des Gesamtquerschnittsverfahrens an. Da damit aber auch die Anzahl der Stäbe im Modell und somit die Berechnungszeit steigt, ist es praktisch nicht möglich, diesen Abstand beliebig klein zu wählen. Als Richtwert der Teilung wird in [UW09] $l_{Sp}/10$ für Feld- und $l_{Sp}/20$ für Stützenbereiche vorgeschlagen. Bei der Wahl dieser Abstände und nachfolgender Korrektur der Ergebnisverläufe können die Ergebnisse der Berechnung von Verbundbrücken mit dem Zweistabmodell als für praktische Zwecke hinreichend genau erachtet werden.

5.4.2 Modellbildung zur Beschreibung der Tragfunktion von SCSC-Platten mit Zweistabmodellen

Zur Modellbildung der SCSC- Platte kann die oben beschriebene Vorgehensweise prinzipiell übernommen werden. Im Unterschied zur Modellierung von Verbundbrückenträgern werden dabei jedoch zwei Stahlstäbe miteinander gekoppelt. Als Koppelstäbe kommen keine starren Exzenterstäbe zum Einsatz. Anstatt dessen werden die Stahlstäbe mit den im Folgenden *„Lamellen“* genannten Koppelstäben verbunden. Diese Lamellen weisen eine aus der Koppelfedersteifigkeit nach *Abschnitt 5.3.3.3* abgeleitete Ersatzbiegesteifigkeit auf. Da im vorliegenden Fall kein ganzes Brückentragwerk, sondern lediglich ein Plattenstreifen im Stützweitenbereich von rund 4000 bis 6000 mm modelliert wird, hat der Lamellenabstand und die damit verbundene Erhöhung der Anzahl der Stäbe im Modell einen untergeordneten Einfluss auf die Berechnungszeit. Daher kann dieser Abstand relativ eng gewählt werden. Der Einfluss der Auflösung des Modells wird in den nachfolgenden Ausführungen dennoch kurz erläutert.

Im Folgenden werden die Modelle zur Beschreibung der Tragfunktion von SCSC- Platten allgemein beschrieben. Diese Modellbildung ist auf alle Plattentypen anwendbar und unterscheidet sich lediglich durch die zugrunde gelegten Querschnitte der Berechnung.

Wie bereits erwähnt, ist die Modellbildung mit dem Zweistabmodell prinzipiell eine mit herkömmlichen Stabwerksprogrammen lösbare Näherung der Theorie des elastischen Verbunds. Daher werden alle Vereinbarungen und Definitionen aus *Abschnitt 5.3.3* übernommen. Diese sind:

Die Teilquerschnitte nach *Abbildung 5.62*

Die Option des zusätzlichen Sprengwerks nach *Abschnitt 5.3.3.2*

Die Ermittlung der Koppelfedersteifigkeit nach Gleichung (5.94) unter Verwendung der Federsteifigkeiten der stählernen Dübelzähne nach den *Abschnitten 5.2.2.2* und *5.2.3.2*

Die Traglastermittlung nach dem Verfahren EP aus *Abschnitt 5.3.3.4*

In *Abbildung 5.106* ist das statische System des Zweistabmodells dargestellt. Die Teilquerschnitte ($A_t, A_{zz,t}, A_b, A_{zz,b}$) werden als Stäbe mit dem entsprechenden Schwerpunktabstand e abgebildet und sind über die Lamellen (A^*, A^*_{zz}), die im Abstand Δx biegesteif angeschlossen sind, verbunden. Die Endbleche des SCSC- Elements werden, wie auch schon in den Modellen in *Abschnitt 5.2*, als starre, beidseitig gelenkig angeschlossene Koppelstäbe modelliert. In *Abschnitt 5.3.5* wurde bereits angemerkt, dass die zutreffendste Modellbildung zur Beschreibung der Tragfunktion der SCSC- Platte das Modell mit Berücksichtigung des zusätzlich unterstützenden Sprengwerks ist. Daher ist dieses Teilsystem auch in *Abbildung 5.106* enthalten. Sowohl die Querschnittswerte ($A_{SF,1}, A_{SF,2}$) als auch die Geometrie (h_{SF}, l_{SF}) entsprechen den Erläuterungen aus *Abschnitt 5.3.3.2*. In *Abbildung 5.106* ist das Sprengwerk in seiner tatsächlichen Lage innerhalb des Betonkerns der SCSC- Platte dargestellt. Die Stäbe des Sprengwerks und die Lamellen sind dabei an deren Kreuzungspunkten nicht verbunden.

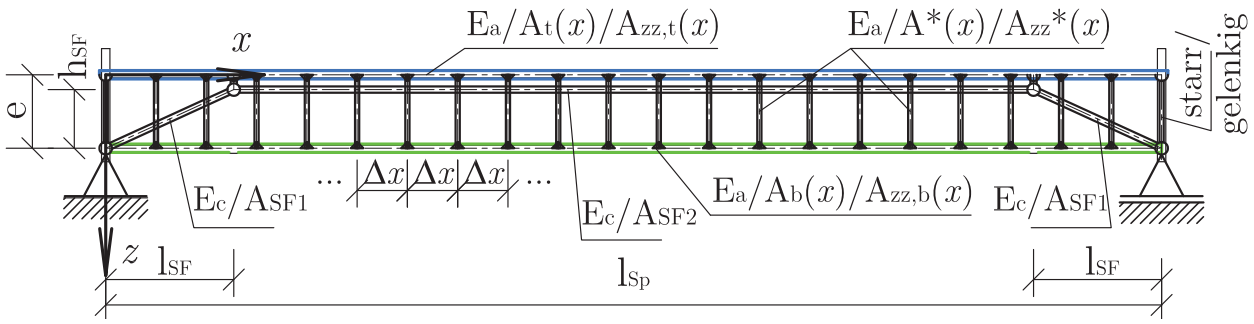


Abbildung 5.106: Statisches System des Zweistabmodells mit diskreten Koppelstäben

In *Abbildung 5.107* ist das System zur Ermittlung der Querschnittswerte der Lamellen dargestellt. Zur Erfassung der schubweichen Verbindung der zwei Teilquerschnitte wird den Lamellen eine Biegesteifigkeit $E_a A^*_{zz}$ zugeordnet.

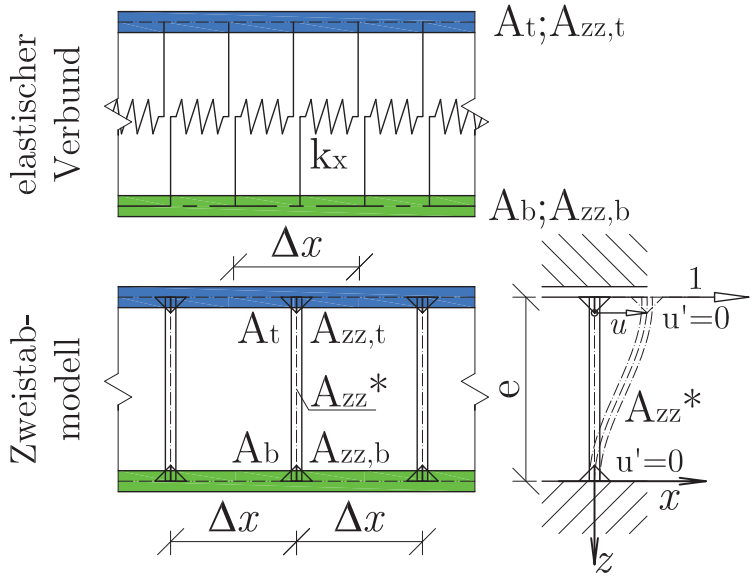


Abbildung 5.107: Querschnittswertermittlung der Lamellen des Zweistabmodells

Die Ermittlung der Steifigkeit der Streckenfeder in der Koppelfuge k_x nach Gleichung (5.94) ist in *Abschnitt 5.3.3.3* ausführlich beschrieben. In dieser Gleichung werden neben den liegenden Druckdiagonalen im Betonkern auch die Federsteifigkeiten der stählernen Einzelzähne der Dübelleisten eingesetzt. Die Ermittlung dieser Federsteifigkeiten erfolgt nach den Formeln (5.1), (5.5), (5.7) oder (5.10). Nach der Kenntnis von k_x wird die resultierende Ersatzfedersteifigkeit einer Lamelle im Zweistabmodell k^*_x , abhängig vom deren Abstand Δx, nach Formel (5.99) berechnet:

$$k^*_x = k_x \cdot \Delta x \tag{5.99}$$

Für den einseitig fest und einseitig verschieblich eingespannten Lamellenstab nach *Abbildung 5.107* ergibt sich bei Ansatz der Einheitskraft 1 die Durchbiegung u zu:

$$u = \frac{e^3}{12 E_a A^*_{zz}} \tag{5.100}$$

Der Kehrwert von (5.100) entspricht der Ersatzfedersteifigkeit des Lamellenstabes und kann daher mit (5.99) gleichgesetzt werden. Nach Umformung ergibt sich das gesuchte Ersatzträgheitsmoment A^*_{zz} zu:

$$A^*_{zz} = \frac{k_x \cdot \Delta x \cdot e^3}{12 E_a} \tag{5.101}$$

Dazu ist abermals anzumerken, dass diese Modellbildung nur für eine Berechnung gilt, bei der Schubverformungen generell vernachlässigt werden. Von den Lamellenstäben werden im Rahmen der vorgestellten Modellbildung keine anderen Querschnittswerte benötigt. Diese werden daher im Berechnungsprogramm unendlich groß gewählt.

5.4.3 Modell zur Nachrechnung der Laborversuche

Im Folgenden wird die Erstellung und Berechnung eines Zweistabmodells der SCSC- Platte exemplarisch anhand der Nachbildung des in *Abschnitt 5.3.5* behandelten Modells **ElVerb_A01** vorgeführt. Im Rahmen der folgenden Ausführungen wird auch der Einfluss der Modellauflösung, also der Abstände der Lamellen untereinander, auf die Ergebnisqualität untersucht. Der Abstand Δx wird dabei zwischen $10\,mm$ und dem Betondübelabstand von $170\,mm$ variiert. Als Referenzmodell wird die Modellbildung nach der Theorie des elastischen Verbunds herangezogen. Die Qualität der Ergebnisse der Stabwerksberechnung wird an der Abweichung der sich daraus ergebenden Spannungen und Verformungen zu den Vergleichswerten des Modells **ElVerb_A01** gemessen. Dabei sollte die Tatsache, dass die Modellbildung nach der Theorie des elastischen Verbunds ebenfalls bereits eine Näherungslösung ist, nicht aus den Augen verloren werden.

Zunächst wird die Federsteifigkeit k_x der verschmierten Streckenfeder ermittelt. Diese wird direkt aus dem zweiten Berechnungsschritt mit dem Berechnungsprogramm aus *Abschnitt 5.3.5* entnommen und ergibt sich über die x- Achse konstant verteilt zu $2847,2\,N/mm^2$. In dieser Federsteifigkeit sind alle Einflüsse der Druckstreben inklusive des vergrößerten Fluidbereichs an Anschluss zum Stahlzahn sowie die Zahnsteifigkeit selbst enthalten. In *Tabelle 5.9* sind die daraus, nach Gleichung (5.101) ermittelten Lamellen- Trägheitsmomente für die untersuchten Stufen der Modellauflösung zusammengefasst.

Modellname	Δx $[mm]$	A^*_{zz} $[cm^4]$
ZwSt_A01	10	6,097
ZwSt_A01_40mm	40	24,387
ZwSt_A01_60mm	60	36,581
ZwSt_A01_90mm	90	54,872
ZwSt_A01_170mm	170	103,646

Tabelle 5.9: Lamellenträgheitsmomente für Plattentyp A

Der Schwerpunktabstand e ergibt sich für den Plattentyp A zu $175,4\,mm$. Somit sind sowohl

Geometrie als auch Querschnittswerte sämtlicher Stäbe festgelegt und die fünf Varianten des Systems nach *Abbildung 5.108* werden im Stabwerksprogramm RStab [Dlu09b] berechnet.

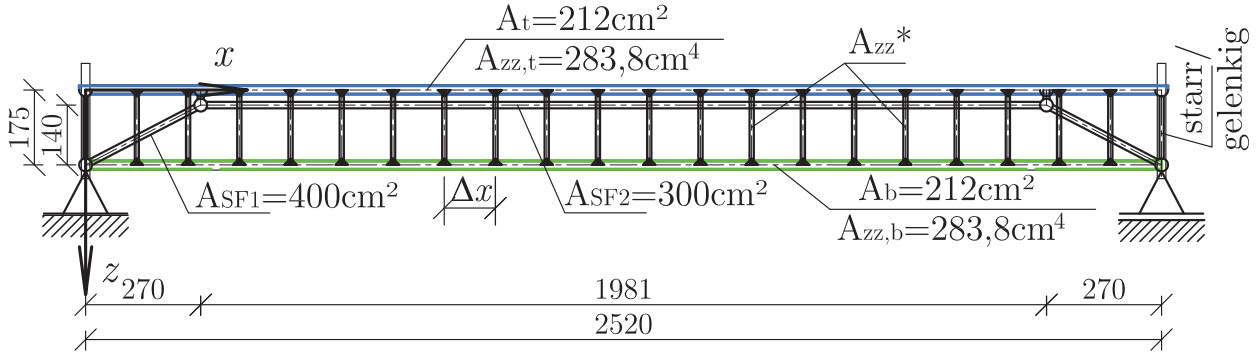


Abbildung 5.108: Statisches System des Zweistabmodells für Plattentyp A

Die Ergebnisse werden anhand der Biegelinien und der luftseitigen Deckblechspannungen $\sigma_{t,out}$ und $\sigma_{b,out}$ nach *Abbildung 5.65* ausgewertet. Aus Gründen der Übersichtlichkeit und Lesbarkeit der Diagramme zeigen die folgenden Abbildungen als Grenzwertbetrachtungen nur einen Vergleich der Ergebnisse der Modelle **ZwSt_A01** und **ZwSt_A01_170mm**. Zusätzlich sind die Ergebnisse des Modells **ZwSt_A01_90mm** eingetragen, die stellvertretend für die restlichen zwei Modelle stehen.

Als Referenzkurven sind die Ergebnisse der Berechnung des Modells **ElVerb_A01** nach dem elastischen Verbund in allen Diagrammen als blaue, durchgezogene Linien dargestellt. Die Ergebniskurven des in 10 *mm*- Schritten aufgelösten Modells **ZwSt_A01** sind durch grüne, jene des Modells **ZwSt_A01_170mm** mit einer Teilung von 170 *mm* als rote Linien eingetragen. Die Kurven der Resultate des Zweistabmodells **ZwSt_A01_90mm** sind orange eingefärbt. Die ungeglätteten Ergebnisse der Spanungsberechnung der Zweistabmodelle, die erwartungsgemäß den typischen, sägezahnförmigen Verlauf aufweisen, sind durchwegs als durchgezogene, dünne Linien eingetragen. Zusätzlich sind auch die nach dem in *Abbildung 5.105* dargestellten System geglätteten Verläufe als dickere, strichlierte Kurven der jeweiligen Farbe dargestellt.

Abbildung 5.109 zeigt den Vergleich der Biegelinien des Modells **ElVerb_A01**, das nach der Theorie des elastischen Verbunds berechnet ist und jenen der Zweistabmodelle. Die Ergebnisse aller Zweistabmodelle stimmen qualitativ mit der Biegelinie des Referenzmodells überein. Es ist jedoch deutlich zu erkennen, dass die Zweistabmodelle proportional zur Größe des Abstands der Lamellen in zunehmendem Maße von der Vergleichskurve abweichen. Die Abweichung der Durchbiegungen in Feldmitte der einzelnen Modelle zur Mittendurchbiegung des Referenzmodells **ElVerb_A01** sind in *Tabelle 5.10* zusammengefasst. Diese Abweichungen bewegen sich je nach Grad der Modellauflösung zwischen 0, 5 und 8, 2%. Bezüglich der Durchbiegungen hat die Modellauflösung im untersuchten Rahmen demzufolge einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse der Berechnung von Zweistabmodellen.

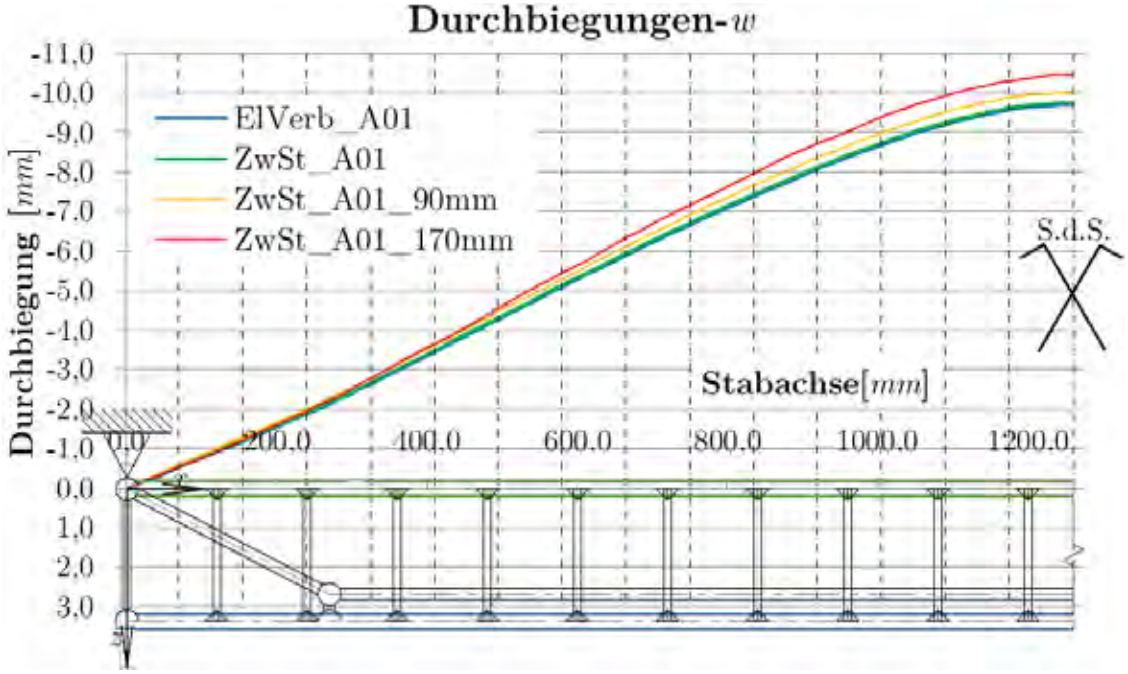


Abbildung 5.109: Vergleich Biegelinien der Zweistabmodelle

Modellname	u_m [mm]	Abweichung [%]
ElVerb_A01	-9,70	0,0
ZwSt_A01	-9,75	0,5
ZwSt_A01_40mm	-9,81	1,1
ZwSt_A01_60mm	-9,89	2,0
ZwSt_A01_90mm	-10,00	3,1
ZwSt_A01_170mm	-10,50	8,2

Tabelle 5.10: prozentuelle Abweichungen der Durchbiegungen in Feldmitte

Die *Abbildungen 5.110* und *5.111* stellen die Vergleiche der Verläufe der Spannungen $\sigma_{t,out}$ und $\sigma_{b,out}$ über die x- Achse dar. Die bereits angesprochenen, sägezahnähnlichen Verläufe sind deutlich sichtbar. Die Absolutwerte der Spannungssprünge steigen dabei mit abnehmender Modellauflösung stark an. Ein Vergleich der geglätteten, strichliert dargestellten Linien mit den Verläufen des Modells **ElVerb_A01** lässt jedoch für alle gezeigten Modelle erkennen, dass die Abweichungen der Berechnung mit Zweistabmodellen im vernachlässigbaren Bereich liegen. Lediglich im Bereich großer Spannungsgradienten, genauer gesagt bei der Einleitung der Vertikalkraft aus dem Sprengwerk und im Bereich der Feldmitte, entfernen sich die Ergebniskurven der Modelle mit größerem Lamellenabstand zunehmend von den Referenzverläufen. Dies ist jedoch einzig durch die immer geringere Anzahl der definierten Kurvenstützpunkte, die in *Abbildung 5.105* mit σ_{m^*} bezeichnet sind, zu begründen. Die Modellauflösung hat daher im untersuchten Rahmen bezüglich der Spannungsberechnung einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Ergebnisqualität der Zweistabmodelle.

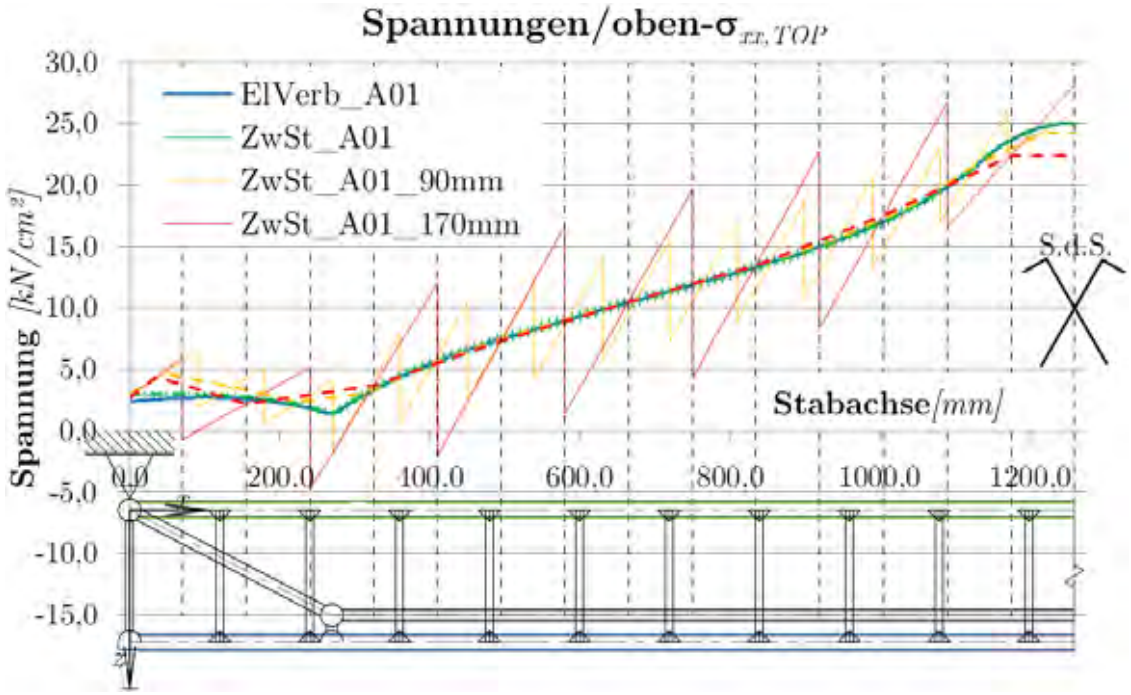


Abbildung 5.110: Vergleich der Spannungen $\sigma_{t,out}$ der Zweistabmodelle

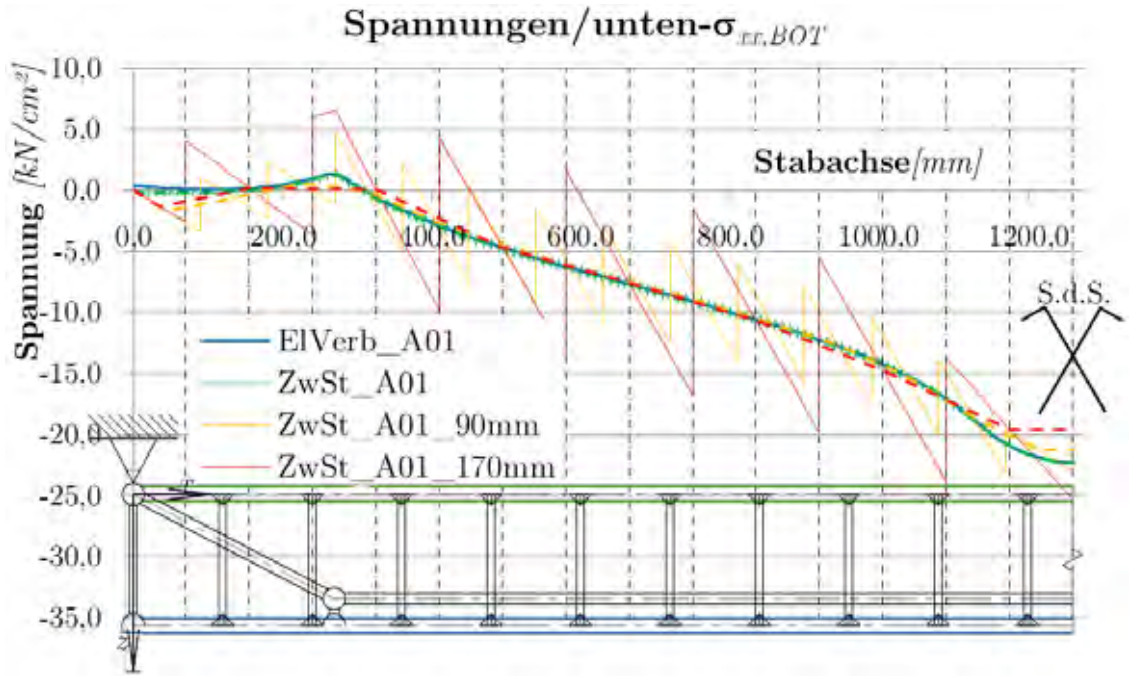


Abbildung 5.111: Vergleich der Spannungen $\sigma_{b,out}$ der Zweistabmodelle

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Zweistabmodelle eine mit herkömmlichen Stabwerksprogrammen einfach zu handhabendende und ausreichend genaue Alternative zur Berechnung nach der Theorie des elastischen Verbunds sind. Die mit diesen Modellen ermittelten Verformungen liegen in Bezug auf die Berechnung nach der Theorie des elasti-

schen Verbunds durchwegs auf der sicheren Seite. Modelle mit geringeren Lamellenabständen liefern dabei, wie erwartet, genauere Ergebnisse. Um die Spannungsverläufe wirkungsgerecht darstellen zu können, ist, vor allem bei Modellen mit größeren Lamellenabständen, eine Glättung der Kurven nach dem in [UW09] beschriebenen Verfahren unerlässlich.

Im folgenden Abschnitt, in dem die Ergebnisse der verschiedenen Ingenieurmodelle untereinander verglichen werden, werden durchwegs Zweistabmodelle mit einem Lamellenabstand von 10 mm herangezogen. Für die Vergleiche des Plattentyps A ist dies das oben beschriebene Modell **ZwSt_A01**. Für Spannungsvergleiche werden ausschließlich die geglätteten Kurven dargestellt.

5.5 Ergebnisvergleiche der verschiedenen Berechnungsmodelle

Im gegenständlichen, letzten Abschnitt des Kapitels zur ingenieurmäßigen Modellbildung wird die Treffsicherheit der einzelnen, oben erläuterten Berechnungsmodelle für die Plattentypen A und C anhand der Verläufe von Durchbiegungen und Normalspannungen entlang der x- Achse beurteilt. Als Lastniveau wird der charakteristische Punkt im linear elastischen Bereich der Tragwerksantwort bei einer Vertikalverschiebung von 10 mm in Feldmitte gewählt. Als Berechnungsgrundlage wird dabei jene Vertikallast festgelegt, die in der FE-Berechnung eine Vertikalverschiebung von 10 mm erzeugt.

5.5.1 Ergebnisvergleiche anhand der Laborversuche

Zunächst erfolgt der Vergleich die Ergebnisse der ingenieurmäßigen Modellbildung anhand der Nachrechnung der durchgeführten Laborversuche. Dazu werden die verschiedenen Modellresultate einerseits untereinander und andererseits mit den Resultaten der Labormessung und der FE- Simulation verglichen. Konkret werden die folgenden Modellergebnisse dargestellt:

für den Plattentyp A:

- das FE- Modell **A1msCDP2f70Psi45DP20** aus *Abschnitt 4.4* als graue beziehungsweise schwarze Linien
- das Stabwerksmodell aus *Abschnitt 5.2.2* als rote Linien
- die Modelle **ElVerb_A01** als blaue und **ElVerb_A04** als grüngelbe Linien. Diese Modelle sind als Grenzwertbetrachtungen der Modellbildung mit der Theorie des elastischen Verbunds nach *Abschnitt 5.3.6* zu verstehen.
- das Modell **ElVerb_A01a** als blaue strichpunktierte Linien. Dieses Modell entspricht genau dem Modell **ElVerb_A01**, jedoch wird dabei das Sprengwerk nicht berücksichtigt. Es ist zur Ermöglichung der Beurteilung der Größenordnung des Einflusses des zusätzlichen Sprengwerks enthalten.
- das Zweistabmodell **ZwSt_A01** aus *Abschnitt 5.4.3* als grüne Linien

für den Plattentyp C:

- das FE- Modell **A1msCDP2f70Psi45DP20** aus *Abschnitt 4.5* als graue beziehungsweise schwarze Linien
- das Stabwerksmodell **Stabw_C/2** aus *Abschnitt 5.2.3* als violette Linien
- die Modelle **ElVerb_C01** als blaue und **ElVerb_C04** als grüngelbe Linien. Diese Modelle sind als Grenzwertbetrachtungen der Modellbildung mit der Theorie des elastischen Verbunds nach *Abschnitt 5.3.6* zu verstehen.

- das Modell **ElVerb_C01a** als blaue strichpunktierte Linien. Dieses Modell entspricht genau dem Modell **ElVerb_C01**, jedoch wiederum ohne dem Sprengwerk.

- das Zweistabmodell **ZwSt_C01**, das äquivalent zu **ZwSt_A01** aus *Abschnitt 5.4.3* erstellt wurde, als grüne Linien.

In den folgenden Abbildungen sind dabei, abweichend zur Vorgehensweise in *Abschnitt 5.2.2.7*, die Messwertpunkte der Labormessung für jene Vertikallast eingetragen, die auch zur Berechnung der Ingenieurmodelle angesetzt wurde. So wird der Vergleich von Absolutwerten ermöglicht.

Die *Abbildungen 5.112* und *5.113* zeigen die Vergleiche der Biegelinienverläufe für die Plattentypen A und C. Prinzipiell bilden alle Modelle den qualitativen Verlauf inklusive des charakteristischen Krümmungswechsels in der Biegelinie gut ab. Dies gilt freilich nicht für die Modelle **ElVerb_A01a** und **ElVerb_C01a**, bei denen keine Sprengwerke berücksichtigt werden. Für beide Plattentypen liegen die Ergebnisse der Vertikalverschiebungen der Stabwerksberechnung durchwegs auf der sicheren Seite. Die errechneten Biegelininen der FE-Simulation liegen auf der gesamten Spannweite betragsmäßig unter jenen der Stabwerksberechnung und ergeben im Viertelspunkt der Spannweite eine gute Übereinstimmung mit der Labormessung. In Feldmitte werden die auftretenden Verformungen jedoch auch mit der FE-Berechnung geringfügig überschätzt. Die Modelle nach der Theorie des elastischen Verbunds ergeben, abgesehen von den Modellen ohne Berücksichtigung der Sprengwerke, prinzipiell die betragsmäßig kleinsten Vertikalverschiebungen. Die Analyse der Modelle, bei denen die mittragenden Breiten mit einbezogen werden, ergibt im Vergleich zu den Modellen ohne Berücksichtigung dieses Effekts erwartungsgemäß betragsmäßig etwas größere Verformungen. Die Modelle **ElVerb_A01a** und **ElVerb_C01a** überschätzen zwar die auftretenden Verformungen auf der gesamten Stützweite, haben aber zu den Ergebnissen der FE- Simulation die kleinsten Abweichungen. Wie bereits in *Abschnitt 5.4.3* erwähnt, ergibt die Modellbildung mit fein aufgelösten Zweistabmodellen nahezu exakt die gleichen Ergebnisse wie kontinuierlich gekoppelte Modelle nach der Theorie des elastischen Verbunds. Die Zweistabmodelle **ZwSt_A(C)01** basieren auf den Querschnitten und der Federsteifigkeiten der Modelle **ElVerb_A(C)01**. Die *Abbildungen 5.112* bis *5.131* zeigen ausnahmslos, dass die Ergebnisverläufe dieser Zweistabmodelle über die gesamte Stützweite annähernd deckungsgleich mit den entsprechenden Kurven der Resultate der zugehörigen Modelle auf Basis der Theorie des elastischen Verbunds sind. Daher gilt jede Modellinterpretation im Folgenden, sofern sie sich auf die Modelle des elastischen Verbunds bezieht, auch in gleicher Weise für das jeweils zugehörige Zweistabmodell.

Die Messpunkte der Wegaufnehmer DT1 und DT3 *Abbildung 5.112* stellen die Biegeordinaten in Viertelspunkten der beiden Symmetriehälften der Platte des Typs A unter der zentrischen Versuchsbelastung dar. Die Abweichung dieser beiden Messwerte von rund $1,5\,mm$ beziehungsweise zirka 20% lässt auf die Streuung des tatsächlichen Durchbiegungsverhaltens des untersuchten Bauteils schließen. Unter Berücksichtigung dieser Streuweite ergeben sämtliche Modelle gute Näherungslösungen der tatsächlich beobachteten Tragfunktion. Insgesamt werden die kleinsten Abweichungen zu den Messwerten der Vertikalverschiebungen des Experiments durch die Modelle auf Basis der Theorie des elastischen Verbunds erreicht.

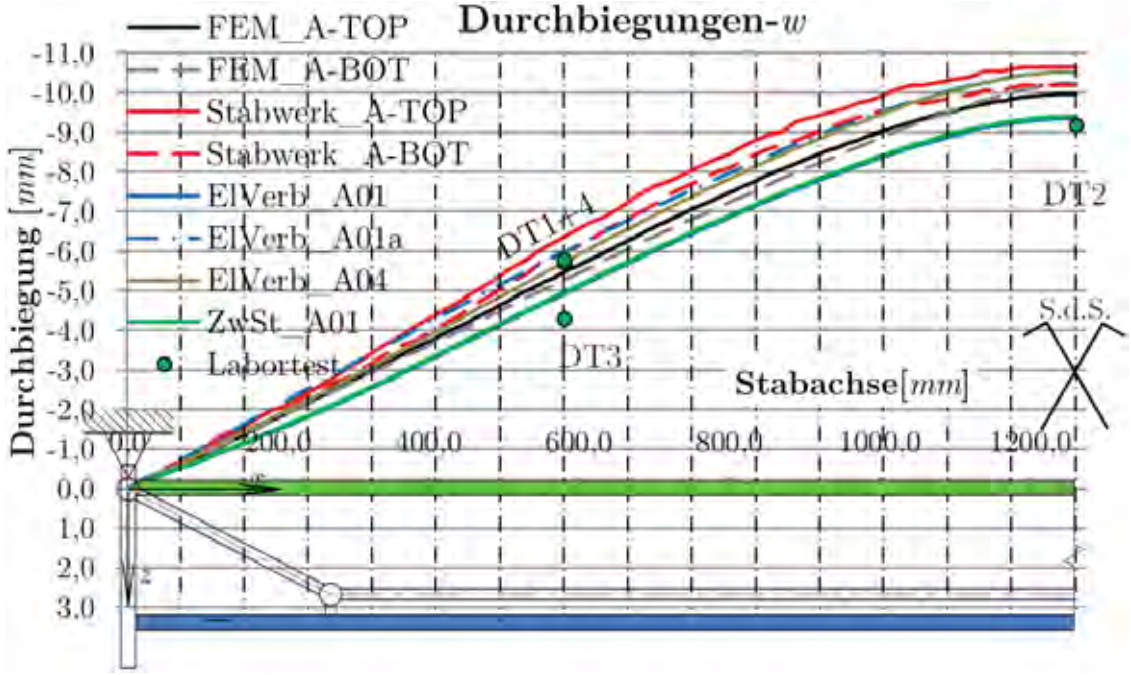


Abbildung 5.112: Vergleich der Biegelininen des Plattentyps A

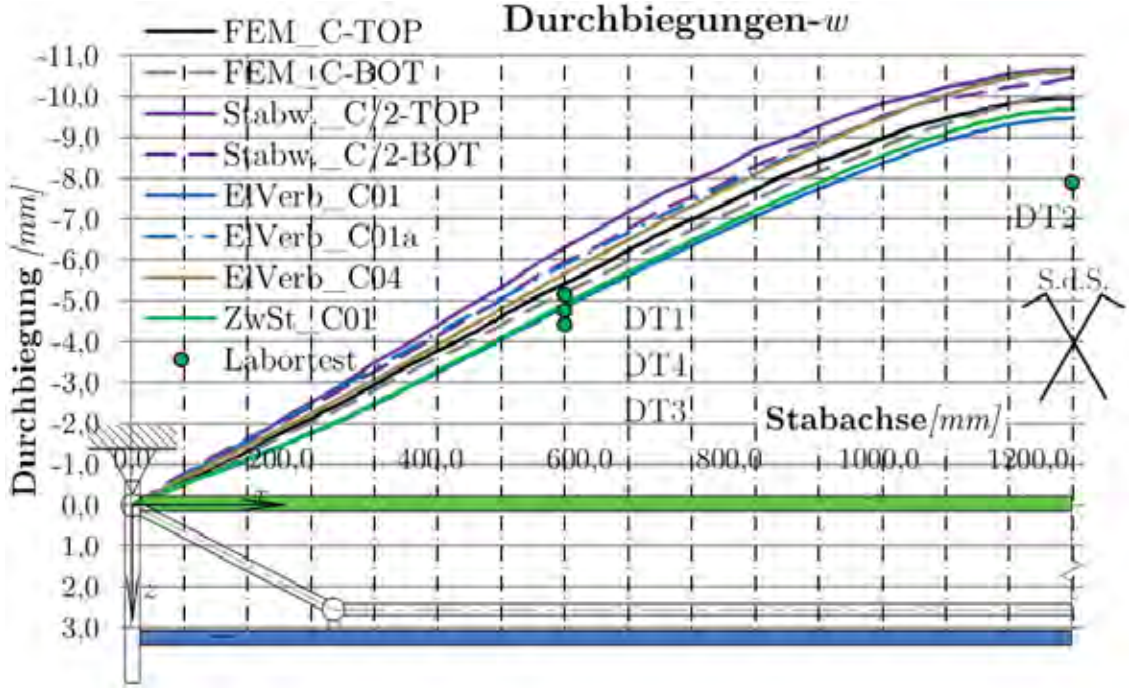


Abbildung 5.113: Vergleich der Biegelininen des Plattentyps C

In den *Abbildungen 5.114* und *5.115* sind die Vergleiche der Deckblechspannungsverläufe der Normalspanungen $\sigma_{t,out}$ dargestellt. Die betrachtete Faser dazu ist in *Abbildung 5.65* definiert und zusätzlich in den Diagrammen durch rote Linien angedeutet. Auf die ausgezeichnete Treffsicherheit der Stabwerksmodelle in Bezug auf die Resultate der FE- Rechnung wurde

bereits ausführlich in *Abschnitt 5.2* eingegangen, weshalb die Ergebnisse dieser Modelle hier nicht mehr weiter diskutiert werden.

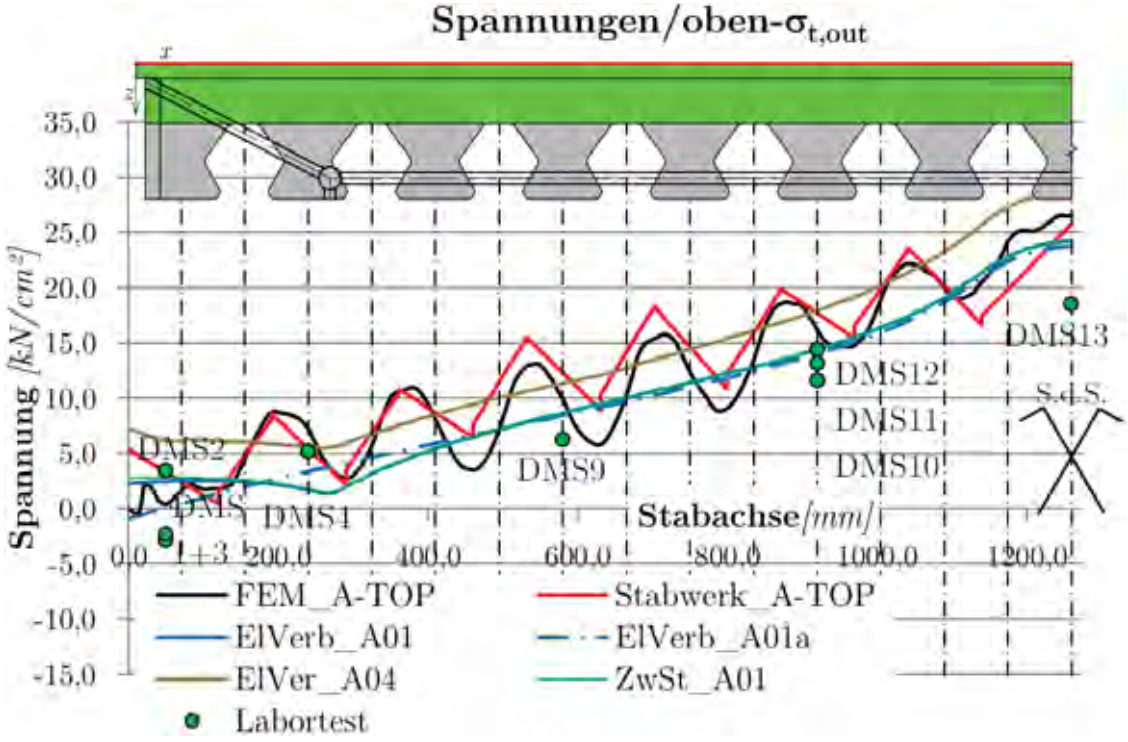


Abbildung 5.114: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,out}$ des Plattentyps A

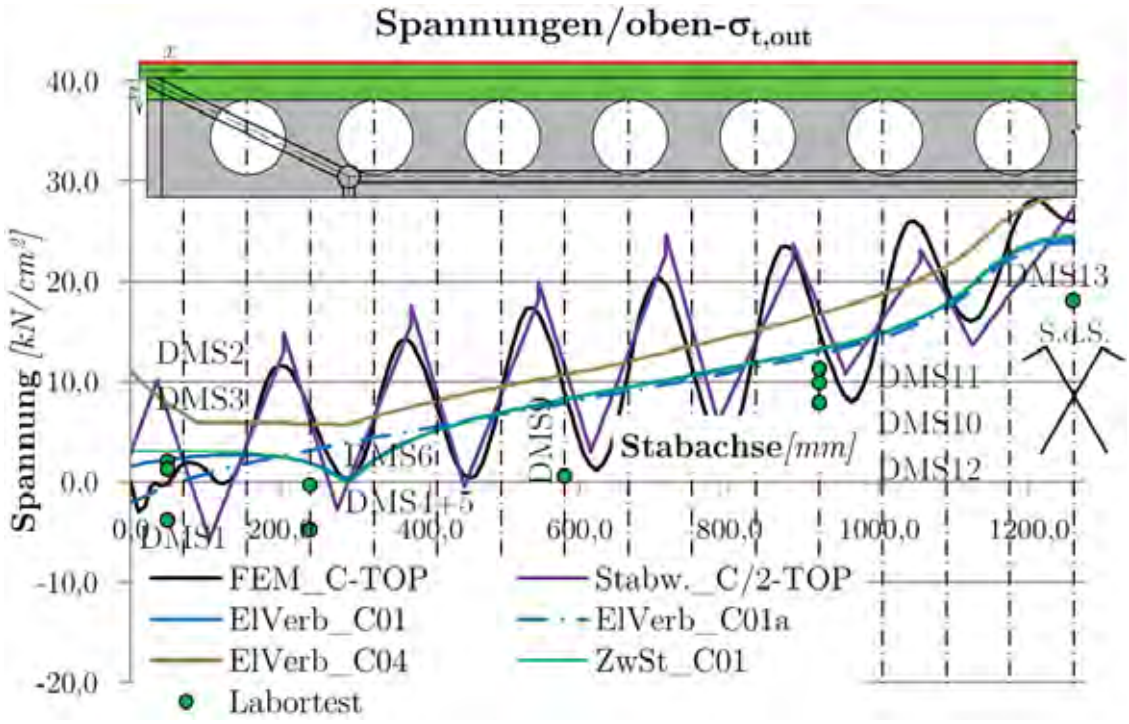


Abbildung 5.115: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,out}$ des Plattentyps C

Die Modellbildung auf Basis der Theorie des elastischen Verbunds unter Berücksichtigung des zusätzlichen Sprengwerks nach *Abschnitt 5.3.3.2* enthält keine örtliche Einleitung von Biegemomenten aus den Dübelzähnen und kann daher die Wellen der Spannungsverläufe nicht abbilden. Dennoch ergeben die Modelle **ElVerb_A(C)01** und **Elverb_A(C)04** in der Spannungsermittlung gute Näherungslösungen. Gedanklich können mittlere Spannungsverläufe der FE- Berechnung durch eine Kurvenglättung nach der für die Zweistabmodelle in *Abbildung 5.105* gezeigten Systematik vorgenommen werden. Diese mittleren Spannungsverläufe werden durch die Ergebnisse der Modelle **Elverb_A(C)04** mit Berücksichtigung von effektiven Breiten von oben und durch die Modelle **ElVerb_A(C)01** ohne Beachtung der Schubverzerrungen breiter Gurte von unten eingegrenzt. Jene Modelle, die ohne zusätzliches Sprengwerk modelliert wurden, liefern in den Störzonen der Auflager unsichere Ergebnisse. Außerhalb dieser Störzonen, also in etwa ab einem Abstand von rund 500 mm zum Auflager, nähern sich die Ergebnisse der Modelle ohne Sprengwerk an die Ergebnisse der Modelle mit Sprengwerk an. Mit zunehmender Nähe zur Feldmitte ergeben sich an der Biegezugseite kaum Abweichungen zwischen den Modellen **Elverb_A(C)01** und **Elverb_A(C)01a**. Zusammenfassend können die Modelle des elastischen Verbunds die lokalen Spannungsmaxima der FE- Analyse zwar nicht abbilden, ergeben jedoch mit wenigen Ausnahmen Ergebnisse der Normalspannungen, die im Vergleich zu den Messwerten der Dehnmessstreifen im Laborversuch auf der sicheren Seite liegen. Als sicherstes Modell bezüglich der Spannungsermittlung an der Randfaser des Blechs des gezogenen Teilquerschnitts kann hier das Modell **Elverb_04** genannt werden.

Die *Abbildungen 5.116* und *5.117*, in denen die Deckblechspannungsverläufe der Normalspannungen $\sigma_{b,out}$ dargestellt sind, lassen prinzipiell die gleichen Interpretationen zu, wie sie bereits für *Abbildungen 5.112* und *5.113* ausgeführt wurden. Im Gegensatz zu den Spannungsverläufen der oberen (Deck-) Bleche ergeben sich hier jedoch zwischen den Ergebnissen jener Modelle des elastischen Verbunds, bei denen die Sprengwerke berücksichtigt werden, deutlich geringere Differenzen. Die Modelle, die keine Sprengwerke enthalten, liefern an dieser Faser durchwegs Ergebnisse auf der sicheren Seite. Eine Annäherung zwischen den Modellergebnissen von **Elverb_A(C)01** und **Elverb_A(C)01a** ist am unteren, gedrückten Teilquerschnitt nicht zu beobachten. Zudem ist an dieser Faser auffällig, dass sämtliche Rechenergebnisse, also jene der FE- Simulation genau wie jene der ingenieurmäßigen Modellbildungen mit Beachtung der Sprengwerke, näher an den Messwertpunkten der Labormessung liegen als dies beim oberen Teilquerschnitt der Fall ist. Für die hier dargestellten Vergleiche gilt wieder, dass die Modelle, die auf der Theorie des elastischen Verbunds basieren, die Messwerte beinahe durchwegs auf der sicheren Seite abbilden. Auch an dieser Faser sind die Ergebnisse von **Elverb_A(C)04** eine sichere Abschätzung der tatsächlich auftretenden Spannungen.

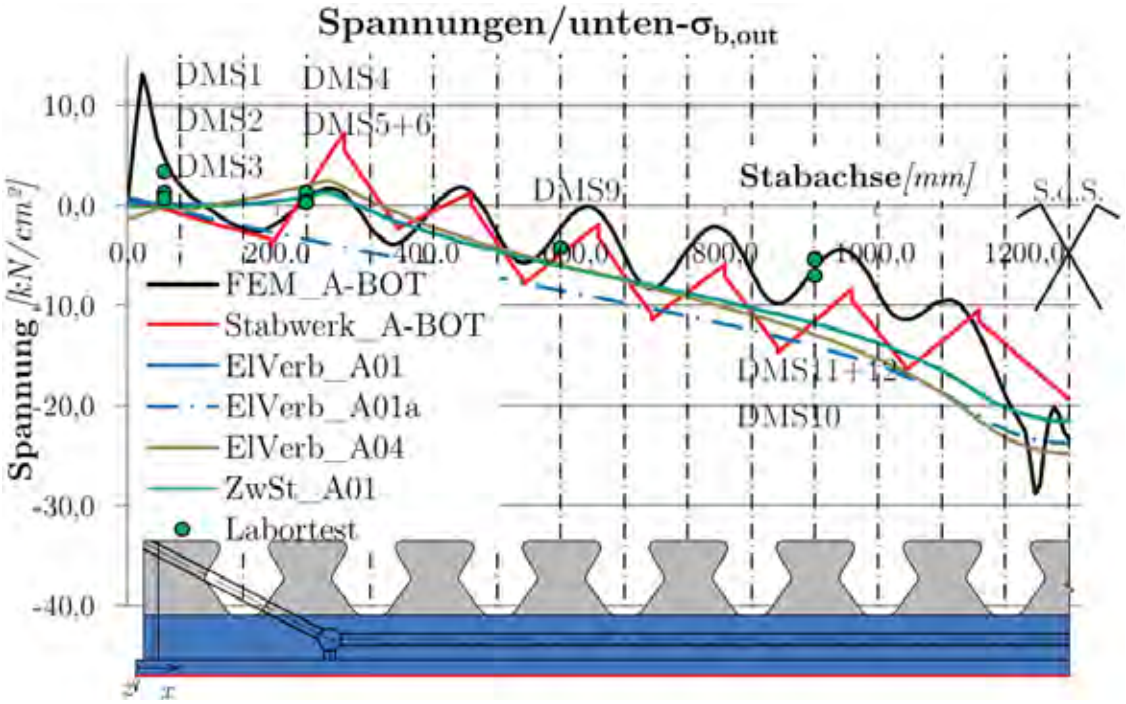


Abbildung 5.116: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,out}$ des Plattentyps A

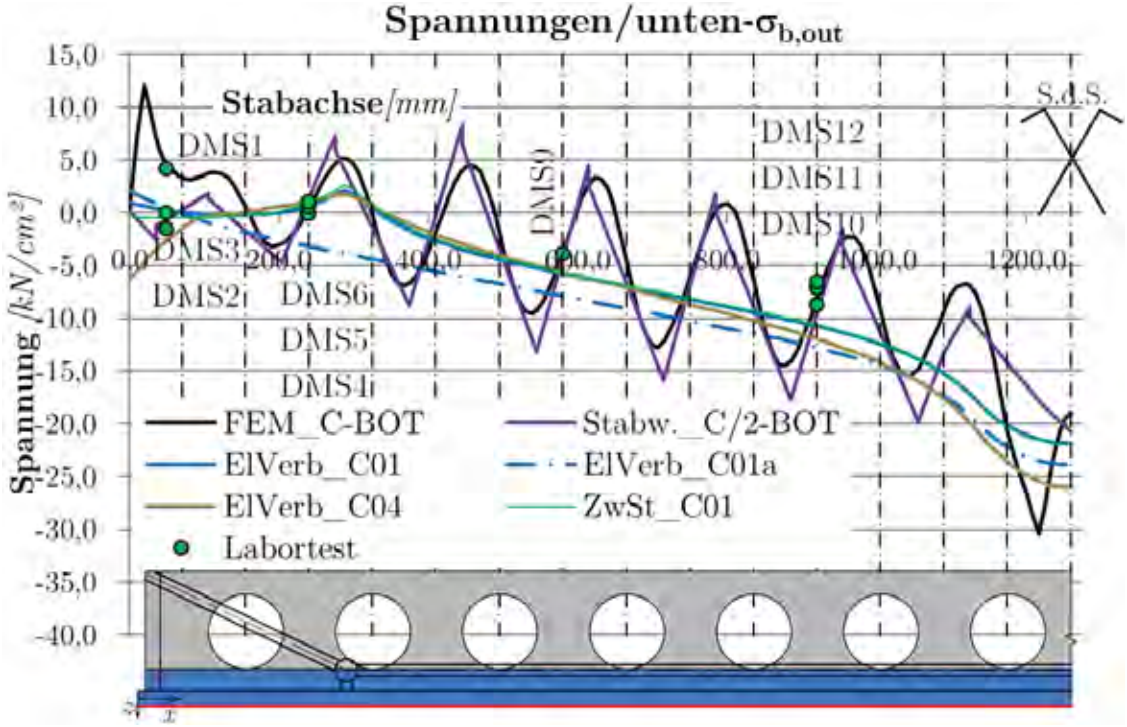


Abbildung 5.117: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,out}$ des Plattentyps C

In den *Abbildungen 5.118* und *5.119* werden die mittels FEM errechneten inneren Deckblechspannungsverläufe der Normalspannungen $\sigma_{t,in}$ mit den Ergebnissen der ingenieurmäßigen Modellbildungen verglichen. Da im Laborexperiment an der dem Betonkern zugewandten

Seite keine DMS vorhanden waren, gibt es zu diesen Rechenwerten keine Referenzmessungen von tatsächlich aufgetretenen Spannungen.

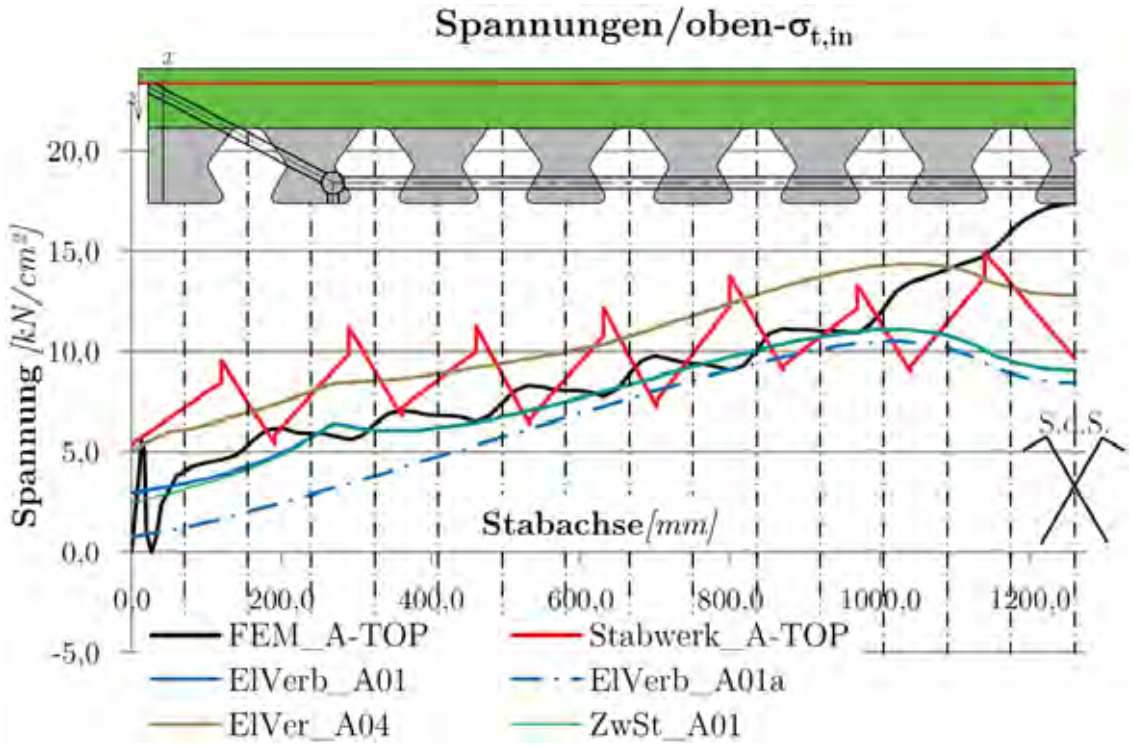


Abbildung 5.118: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,in}$ des Plattentyps A

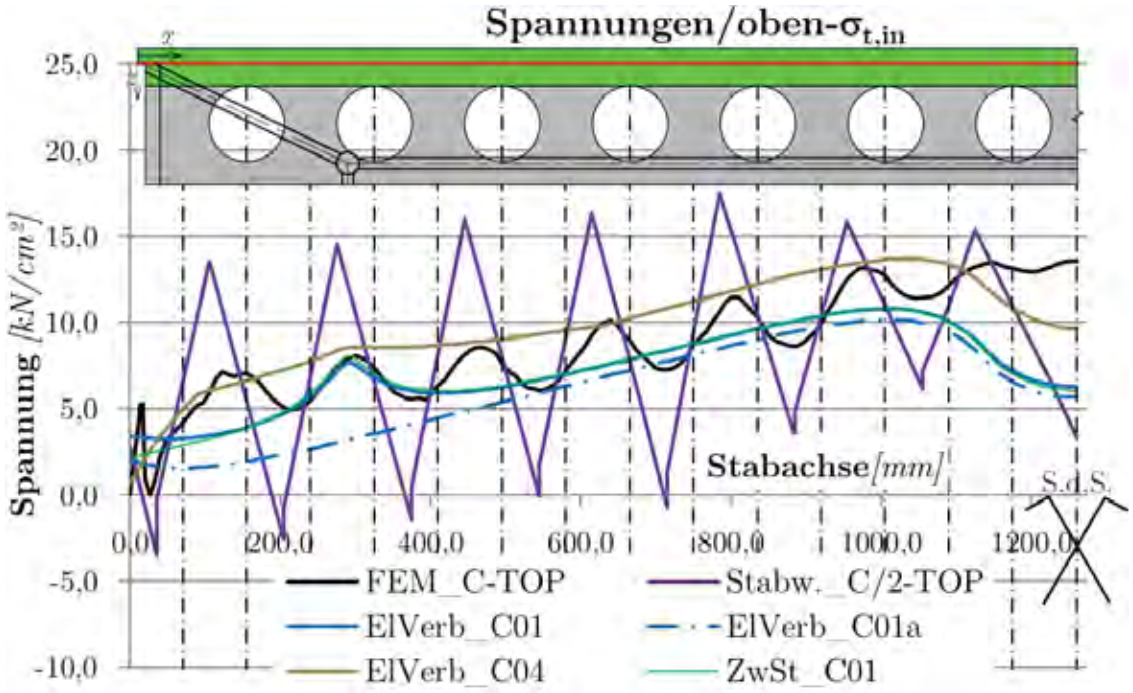


Abbildung 5.119: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,in}$ des Plattentyps C

Es zeigt sich prinzipiell ein ähnliches Bild wie beim Spannungsvergleich an der Blechaußenkante. Die deutlichste Auffälligkeit an dieser Faser ist, dass sich die Ergebnisse sämtlicher Ingenieurmodelle im Bereich der Feldmitte bei der Lasteinleitung von den Ergebnisverläufen der FE- Analyse entfernen. In diesem Bereich weisen die Verlaufsfunktionen der FE-Ergebnisse und der Ergebnissen der Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds durchwegs entgegengesetzte Krümmungen auf. An den Abbildungen *Abbildungen 5.118* und *5.119* ist außerdem auffällig, dass die Modelle mit Berücksichtigung der mittragenden Breiten an dieser Faser deutlich sichere Ergebnisse liefern, während die Modelle, in denen kein Sprengwerk enthalten ist, Ergebnisse auf der unsicheren Seite aufweisen. Die Überschätzung der auftretenden Spannungen durch **Elverb_A(C)01** führt dazu, dass einzig diese Modelle die Maximalspannungen der FE- Analyse in Feldmitte mit vertretbaren Abweichungen abschätzen. Auch an dieser Querschnittsfaser ist eine Annäherung der Ergebnisse von **Elverb_A(C)01** an jene der Modelle **Elverb_A(C)01a** zur Feldmitte hin erkennbar.

Die Modelle des elastischen Verbunds ergeben auch für die Verläufe der inneren Deckblechspannungen $\sigma_{b,in}$ an den unteren Teilquerschnitten, dargestellt in *Abbildung 5.120* und *5.121*, im Lasteinleitungsbereich bei der Feldmitte eine vorzeichenfalsche Krümmung. Jene Modelle, bei denen die mittragende Breite berücksichtigt wird, kompensieren diese fehlerhafte Abbildung der mittels FE berechneten Verläufe wieder in etwa durch insgesamt auf der sicheren Seite liegende Spannungsverläufe. Die Modelle, die keine Sprengwerke enthalten, liegen mit bis zu rund 150% sehr weit auf der sicheren Seite.

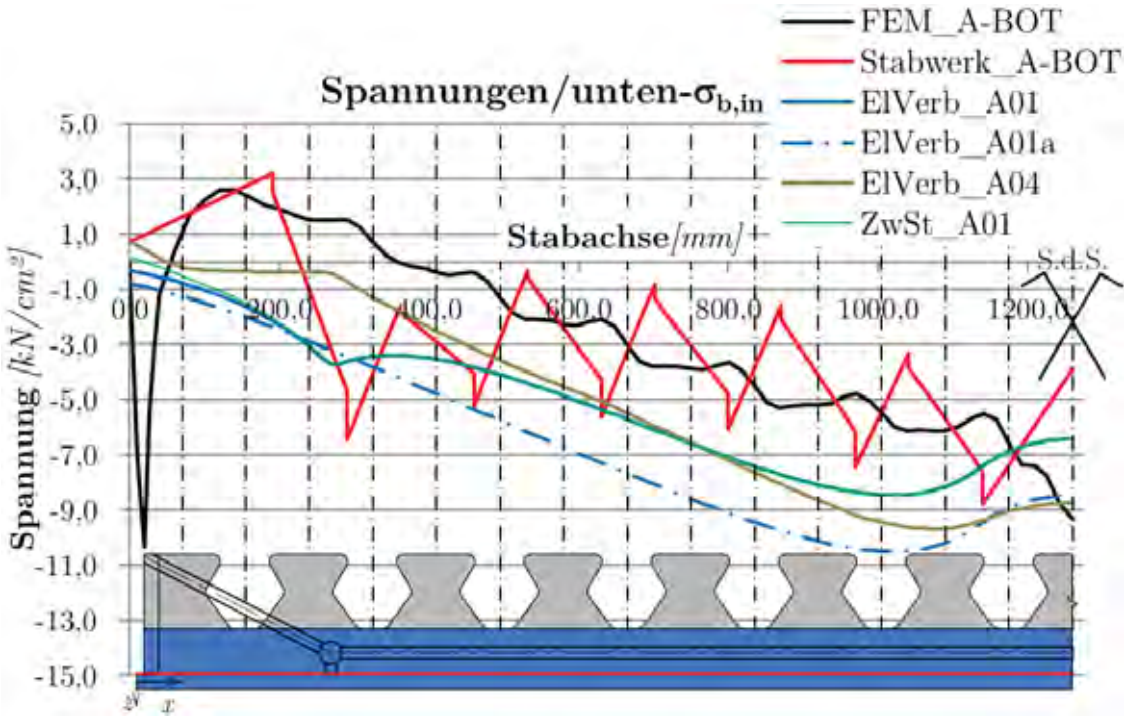


Abbildung 5.120: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,in}$ des Plattentyps A

Insgesamt kann festgehalten werden, dass die gezeigten Modelle **Elverb_A(C)04**, bei denen sowohl das Sprengwerk als auch die mittragenden Breiten berücksichtigt werden, die Verläufe

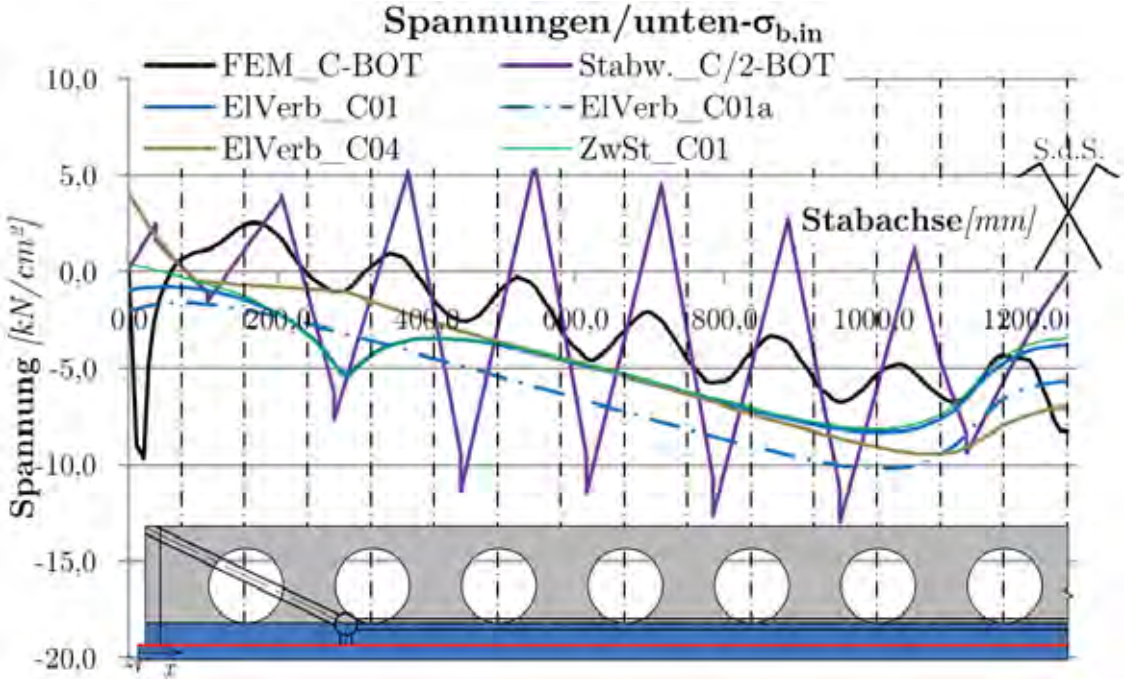


Abbildung 5.121: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,in}$ des Plattentyps C

der mit FEM errechneten Spannungen an den inneren Randfasern der (Deck-) Bleche am besten und nahezu durchwegs auf der sicheren Seite liegend annähern.

Die *Abbildungen 5.122* bis *5.125* zeigen die Vergleiche der Normalspannungen $\sigma_{t(b),DL}$ an den inneren Randfasern der Teilquerschnitte. Mit Hilfe dieser Abbildungen kann beurteilt werden, inwieweit die vorgestellten ingenieurmäßigen Modellbildungen in der Lage sind, die Effekte in der Dübelleiste selbst zu beschreiben.

Prinzipiell zeigen sich für beide betrachteten Dübelformen und für beide Teilquerschnitte die gleichen Effekte. Die beste Beschreibung liefern durchwegs die Stabwerksmodelle, die für Typ C jedoch Spannungen ergeben, die teilweise weit auf der sicheren Seite liegen. In der Mitte der Betondübel, deren Achsen in den Bildern rot eingefärbt sind, werden die mit FEM ermittelten Normalspannungen durch die Ingenieurmodelle des elastischen Verbunds mehr oder weniger gut beschrieben. Die betragsmäßig kleinsten Abweichungen der FE- Ergebnisse von den Spannungen dieser Modellbildung liefern abermals die Modelle **Elverb_A(C)04**. Wie erwähnt, ist die Theorie des elastischen Verbunds jedoch nicht in der Lage, die lokalen Spannungsspitzen zu beschreiben. Diese Spitzen sind aber an den hier betrachteten Fasern im Vergleich zur absoluten Größe der mittleren Spannungen durchwegs von maßgebender Größenordnung. Zudem wird festgehalten, dass es sich bei den dargestellten Spannungen um σ_{xx} handelt, die bei Biegeproblemen in der Regel auch die Gurthauptspannungen sind. Im Bereich der Stahldübel ist jedoch davon auszugehen, dass die Hauptspannungen umgelenkt werden, weshalb eine Aussage über Spannungsanteile in x- Richtung alleine nicht ausreicht.

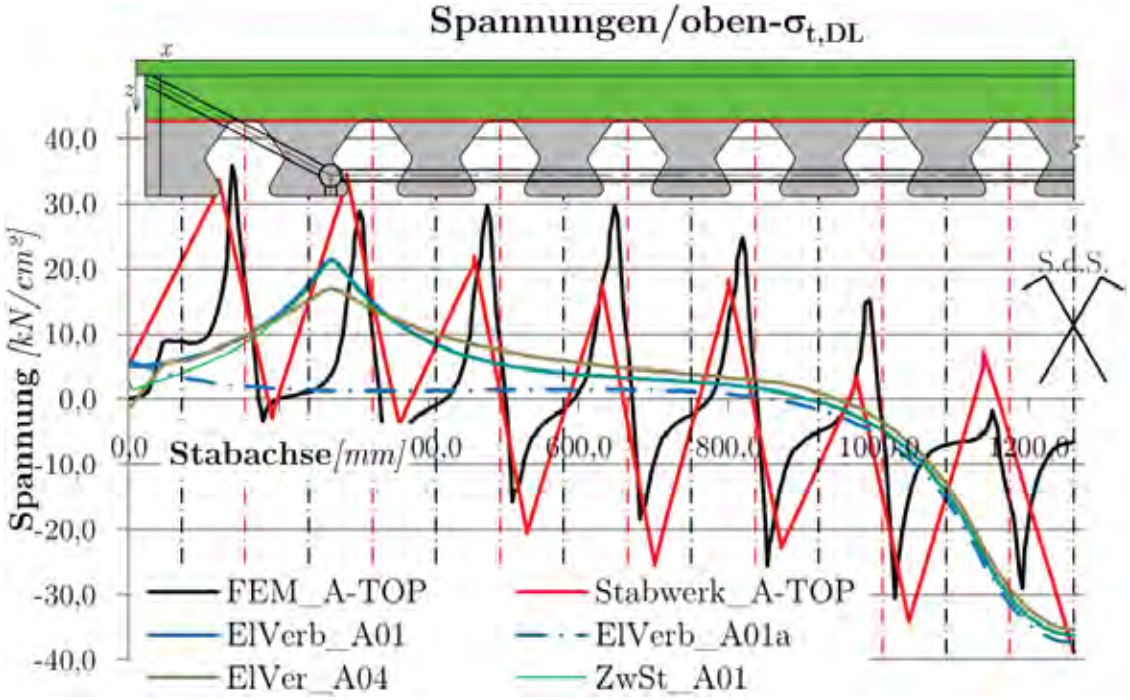


Abbildung 5.122: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,DL}$ des Plattentyps A

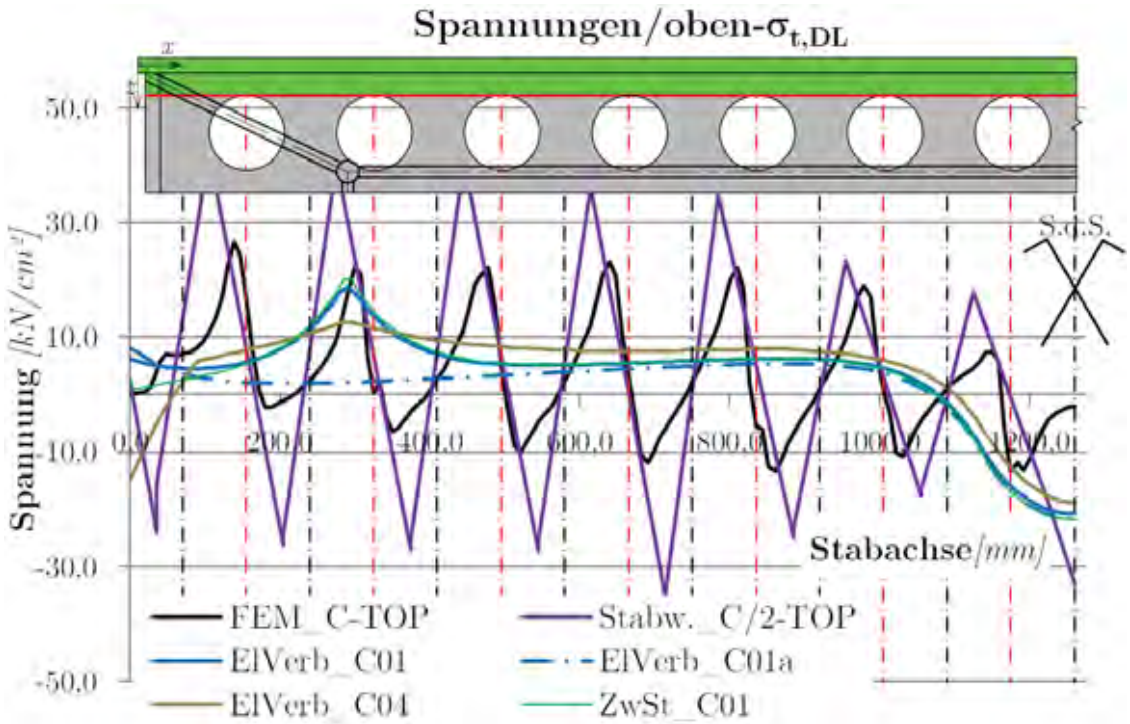


Abbildung 5.123: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,DL}$ des Plattentyps C

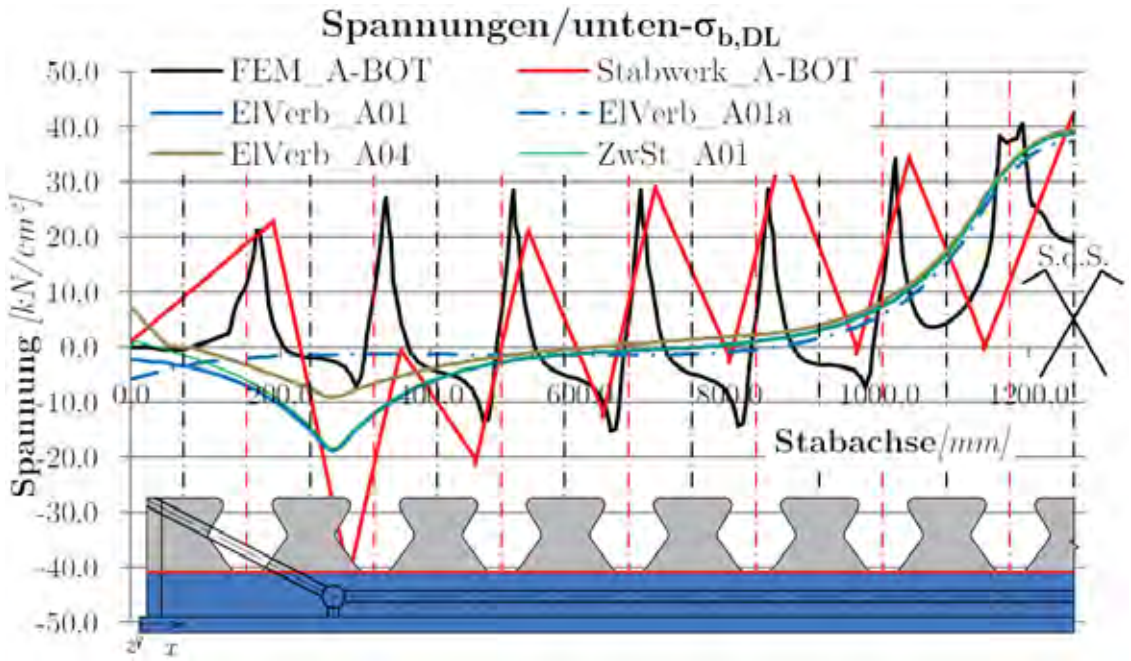


Abbildung 5.124: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,DL}$ des Plattentyps A

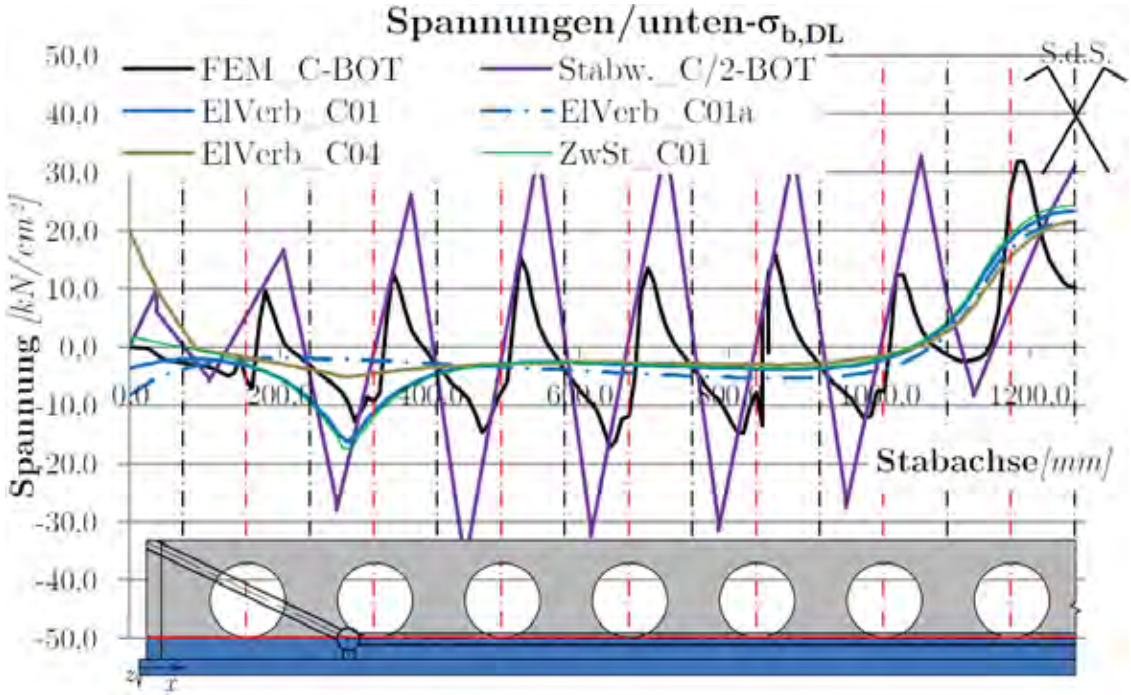
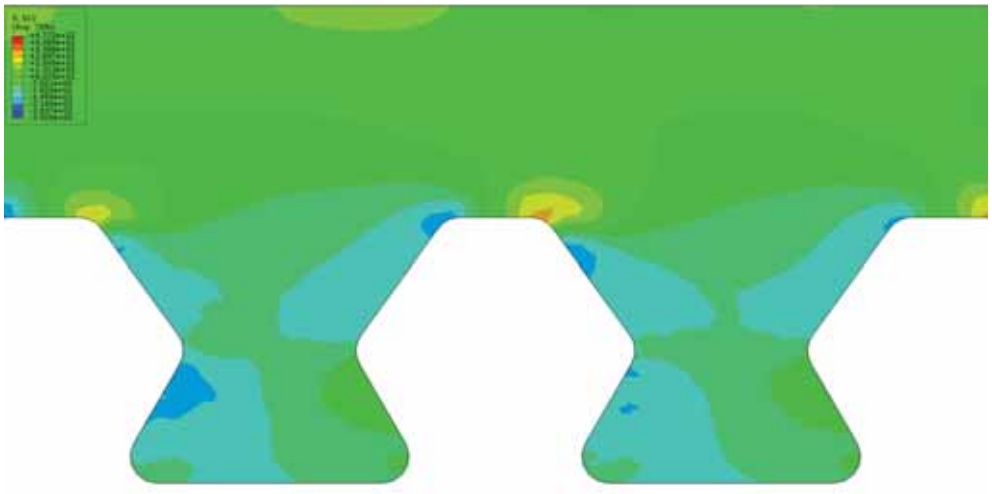


Abbildung 5.125: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,DL}$ des Plattentyps C

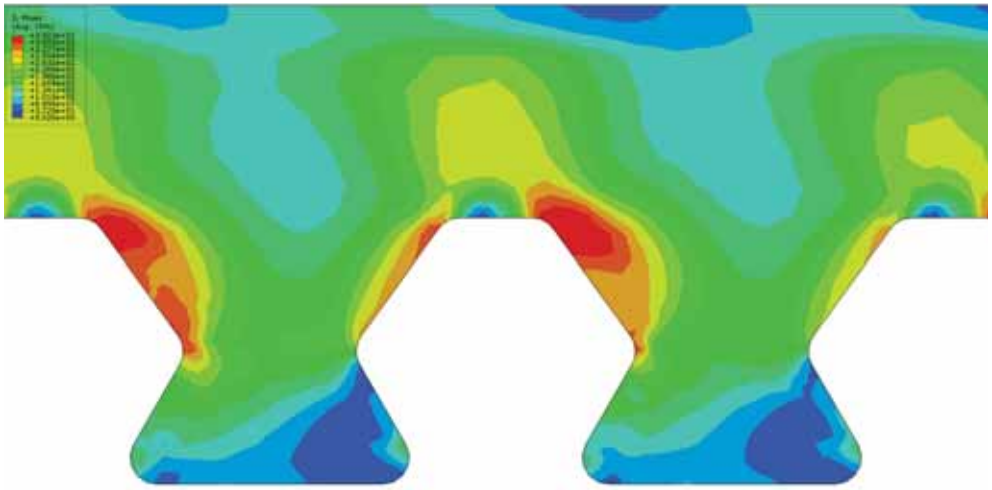
Um die Effekte in den Dübelleisten selbst beurteilen zu können, sind in den *Abbildungen 5.126* und *5.127* Ausdrucke der mit FEM ermittelten Spannungsfelder der Stahldübelzähne der oberen Teilquerschnitte im Viertelspunkt der Plattenstützweite dargestellt. Die Ausgabe erfolgt für das Lastniveau bei 10 mm Mittendurchbiegung und in der Mittelfläche der Zähne. In den oberen Teilbildern sind die in diesem Abschnitt untersuchten Spannungen σ_{xx} dargestellt. Die mittleren Teilbilder zeigen die Felder der Vergleichsspannungen σ_v nach Huber- Hencky und von Mises und die unteren Teilbilder zeigen Darstellungen der Hauptspannungstrajektorien. Dabei sind Hauptzugspannungen rot und Hauptdruckspannungen schwarz dargestellt. Die dritte Hauptspannungsrichtung wird durch gelbe Pfeile visualisiert. Die Größe der Pfeile hängt von der absoluten Größe der Spannung an der jeweiligen Stelle ab.

Abbildung 5.126 zeigt die Spannungsfelder in der Dübelleiste des Typs A. Aus den Darstellungen der x- parallelen Spannungen und der Vergleichsspannungen lässt sich bereits ableiten, dass die maximalen Spannungen nicht in der Achse des Betondübels, sondern im Bereich der oberen Ausrundungsradien der Stahlzähne auftreten. Dies sind jedoch Stellen, die nicht näherungsweise durch die Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds beschreibbar sind. Aus der unteren Darstellung der Hauptspannungstrajektorien ist zudem eindeutig erkennbar, dass die Hauptspannungsrichtungen im Bereich der Faser „DL“, die im Rahmen der hier beschriebenen Modellbildung festgelegt wird, keineswegs parallel zur x- Achse angenommen werden können. Somit ist die Beschreibung der hier auftretenden Effekte durch eine Modellbildung auf Basis das Balkentheorie jedenfalls unzulässig. Ein Vergleich der Spannungsfelder im gesamten dargestellten Bereich ergibt, dass die dort vorhandenen Randspannungen in x-Richtung, die sich im Bereich zwischen 60 und 150 N/mm^2 ergeben, im Vergleich zu den Maximalspannungen, die bei rund $\pm 300\, N/mm^2$ liegen, keine sichere Abschätzung sind. Die Darstellung der Vergleichsspannungen bestätigt diese Aussage. Somit ist nicht davon auszugehen, dass die Berechnung der Spannungsverteilung in den außen liegenden Blechen die maßgebenden Maximalwerte der Spannungen des gesamten Kontinuums abdeckt. Auf eine gesonderte Analyse der Spannungen in den Dübelleisten kann demzufolge nicht verzichtet werden. Dies gilt vor allem im Hinblick auf Untersuchungen der Ermüdungsfestigkeit.

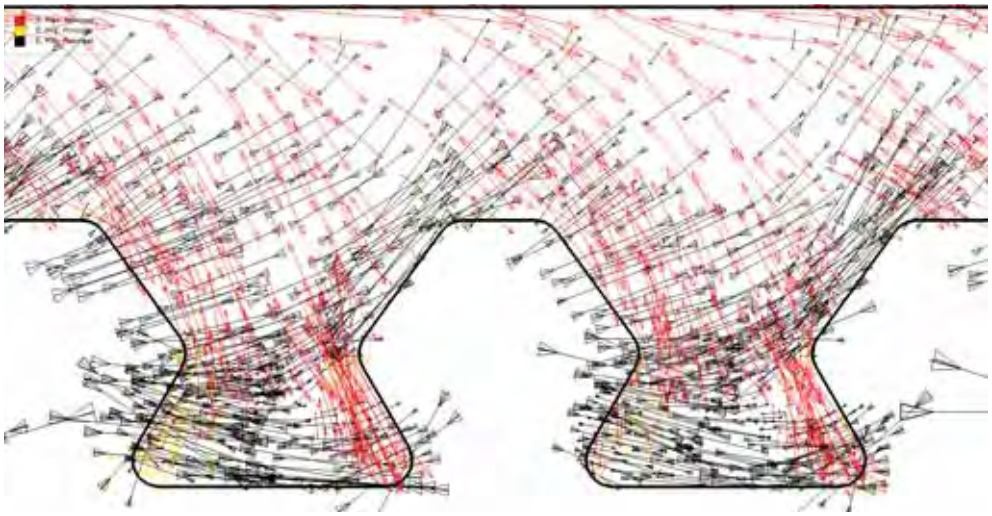
Abbildung 5.127 zeigt eine äquivalente Darstellung der Spannungsfelder für die Dübelleiste des Typs C. Aus dieser Abbildung lässt sich prinzipiell die gleiche Aussage wie für Typ A ableiten. Aus der Darstellung der x- parallelen Spannungen und der Vergleichsspannungen zeigt sich abermals, dass der mit der Modellbildung des elastischen Verbunds beschreibbare Punkt nicht mit dem Punkt der tatsächlich auftretenden Maximalspannungen übereinstimmt. Auch die Richtungen der Hauptspannungstrajektorien weichen im Bereich der Faser „DL“ deutlich von einer Parallelität zur x- Achse ab. Der Vergleich der Spannungsfelder im gesamten dargestellten Bereich ergibt vor allem bei Betrachtung der Vergleichsspannungen, dass die Randspannungen in x- Richtung auch für diesen Dübelleistentyp keine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der maßgebenden Maximalwerte der Spannungen des gesamten Kontinuums sind. Es ist daher auch für den Plattentyp C nicht auf eine gesonderte Analyse der Spannungen in den Dübelleisten selbst verzichtbar.



(a) Spannungen σ_{xx}

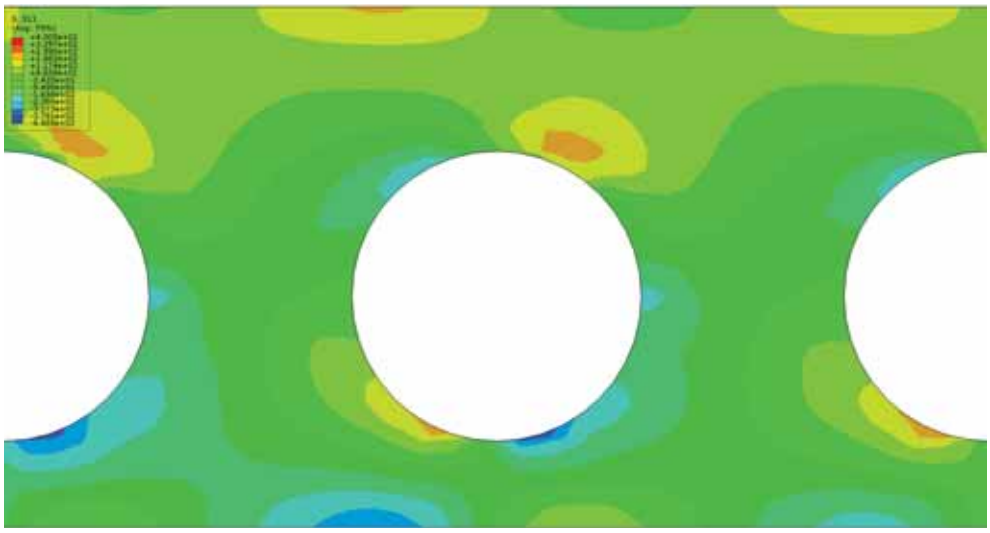


(b) Spannungen $\sigma_{v,Mises}$

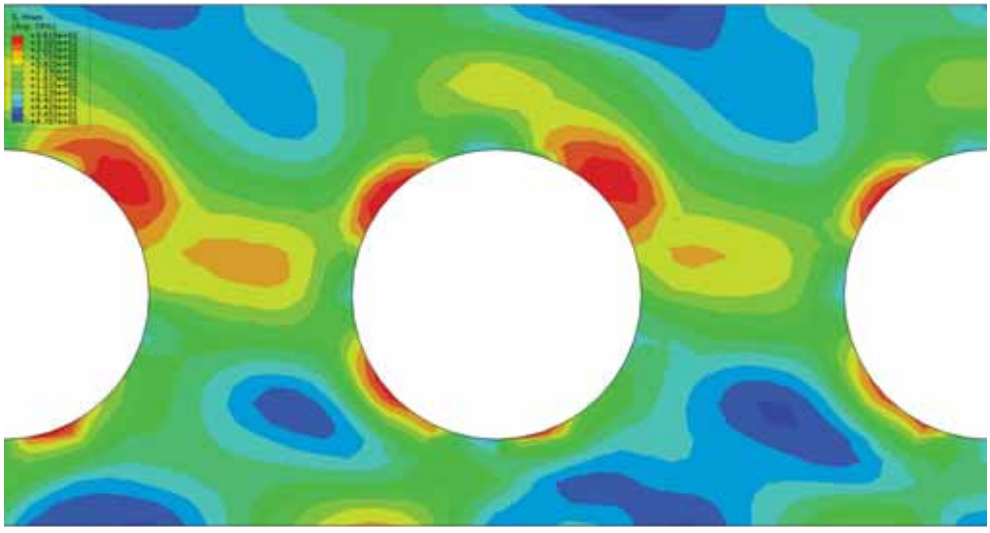


(c) Hauptspannungstrajektorien

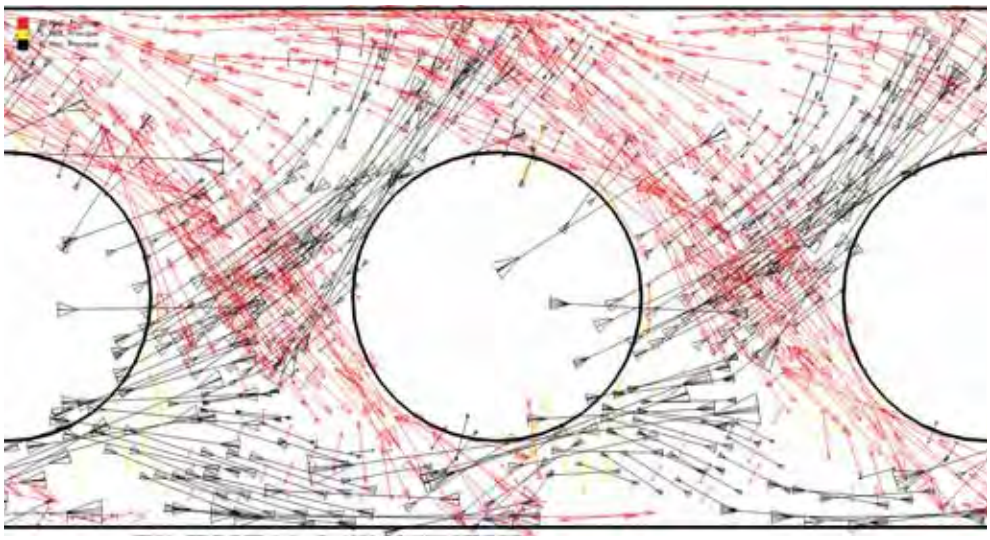
Abbildung 5.126: FE- Spannungsfeld an den Zähnen des oberen Teilquerschnitts- Typ A



(a) Spannungen σ_{xx}



(b) Spannungen $\sigma_{v,Mises}$



(c) Hauptspannungstrajektorien

Abbildung 5.127: FE- Spannungsfeld an den Zähnen des oberen Teilquerschnitts-Typ C

Der Vergleich der Darstellungen aus den *Abbildungen 5.126* und *5.127* bestätigt, dass der Tragmechanismus des Kronendübels prinzipiell andersartig als jener der Lochdübelleiste ist. Die Spanungsfelder zeigen zwar charakteristische Gemeinsamkeiten aber auch signifikante Unterschiede. So bildet sich beispielsweise beim Dübelzahn des Plattentyps A zunächst ein einziger Fließbereich aus, während der Lochrand des Plattentyps C beim gleichen Durchbiegungsniveau an vier Stellen plastiziert. Die Analyse der Tragfunktion der Dübelleiste hängt also ganz offensichtlich stark von deren geometrischer und konstruktiver Ausbildung ab. Daher kann im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf die Effekte im Inneren der Dübelleisten nicht eingegangen werden.

Die *Abbildungen 5.128* und *5.129* zeigen die Vergleiche der Schubspannungsverläufe $\tau_{t,in}$ zwischen dem außen liegenden, oberen (Deck-) Blech und der Dübelleiste. In den *Abbildungen 5.130* und *5.131* sind die Vergleiche der Schubspannungsverläufe $\tau_{b,in}$ dargestellt, die zwischen dem außen liegenden, unteren (Boden-) Blech und der Dübelleiste auftreten. Als Referenzkurven gelten auf Grund nicht vorhandener Messdaten aus dem Laborexperiment wieder die Ergebnisse der FE- Analyse. Diese Verläufe werden sowohl mit den Ergebnissen der Stabwerksmodelle als auch mit jenen der Modelle auf Basis der Theorie des elastischen Verbunds verglichen.

Die Verläufe der Stabwerksmodelle nähern die welligen Verläufe der FE- Simulation prinzipiell qualitativ gut an. Quantitativ liegen die Ergebnisse der Stabwerksberechnung jedoch durchwegs und teilweise sehr weit auf der sicheren Seite. Die Beschreibung der Schubspannungsverläufe mit den Modellen des elastischen Verbunds ist über die gesamte Stützweite eine gute Näherung. Die Modelle **Elverb_A(C)01**, also jene Modelle, die das Sprengwerk aber keine mittragenden Breiten berücksichtigen, bilden die mittels FE- errechneten Spannungen am besten und fast durchwegs auf der sicheren Seite liegend, ab. Die Modelle mit Berücksichtigung der mittragenden Breiten liegen im Vergleich zu den örtlichen Spannungsmaxima leicht, in Zahlenwerten maximal rund 20%, auf der unsicheren Seite. Die mittlere Schubspannung an dieser Faser, die für Tragfähigkeitsuntersuchungen relevant ist, wird jedoch von allen Modellen auf der sicheren Seite liegend beschrieben. Bei den Modellen ohne Berücksichtigung des zusätzlichen Sprengwerks fällt auf, dass die Effekte in Auflagernähe nicht richtig abgebildet werden. Die Ergebnisse dieser Modelle nähern sich in Feldmitte an die Verläufe der anderen Modelle des elastischen Verbunds an, bilden die Spannungen im Auflagerbereich jedoch weit auf der sicheren Seite liegend ab.

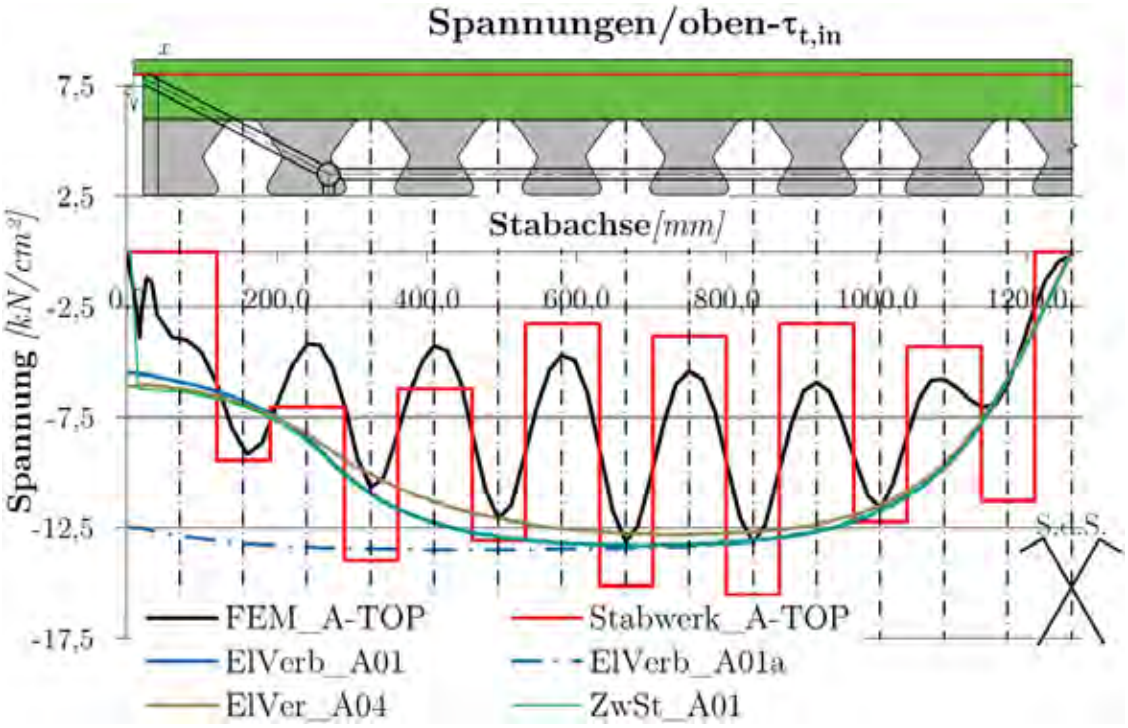


Abbildung 5.128: Vergleich der oberen Schubspannungen $\tau_{t,in}$ des Plattentyps A

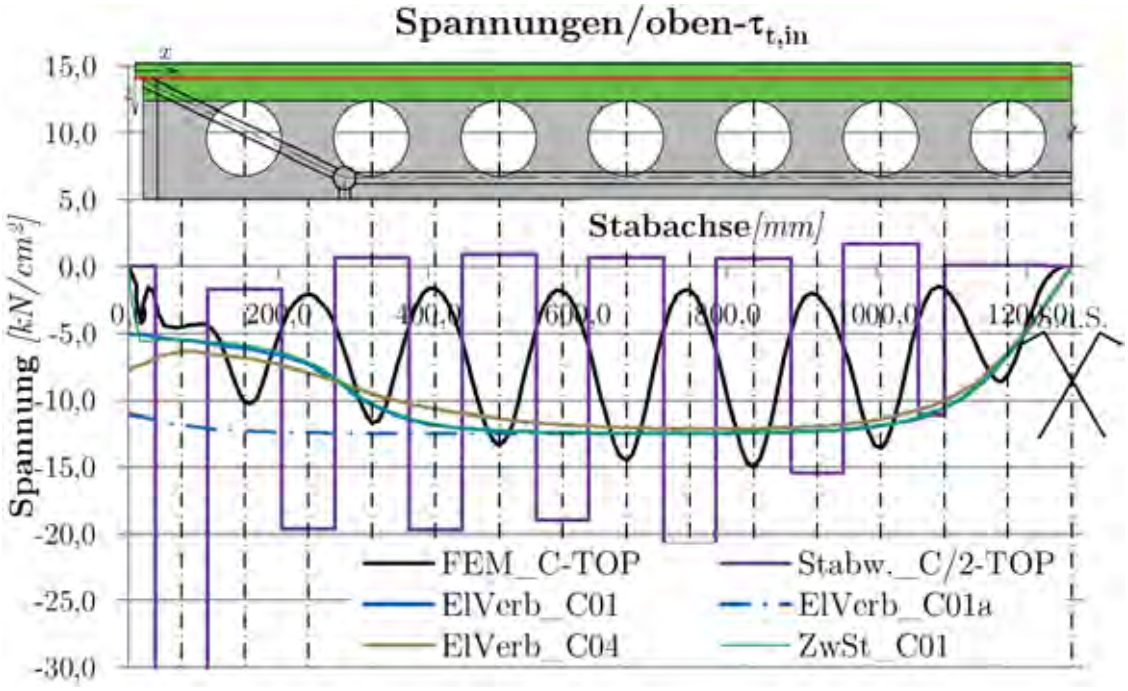


Abbildung 5.129: Vergleich der oberen Schubspannungen $\tau_{t,in}$ des Plattentyps C

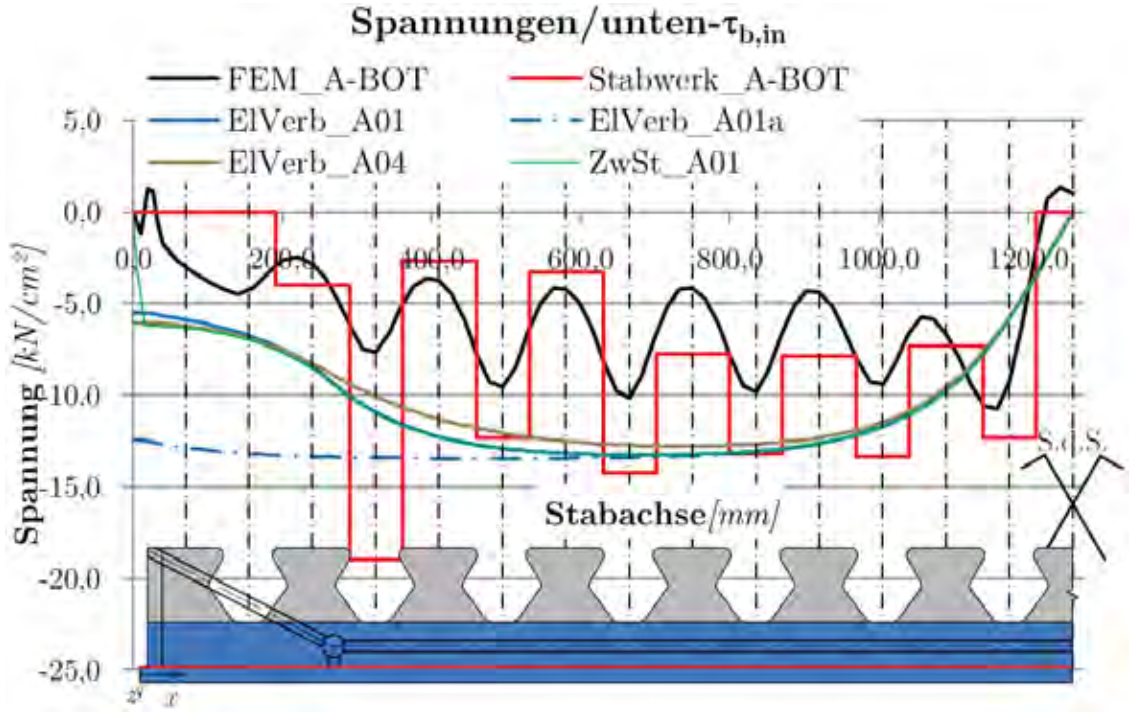


Abbildung 5.130: Vergleich der unteren Schubspannungen $\tau_{b,in}$ des Plattentyps A

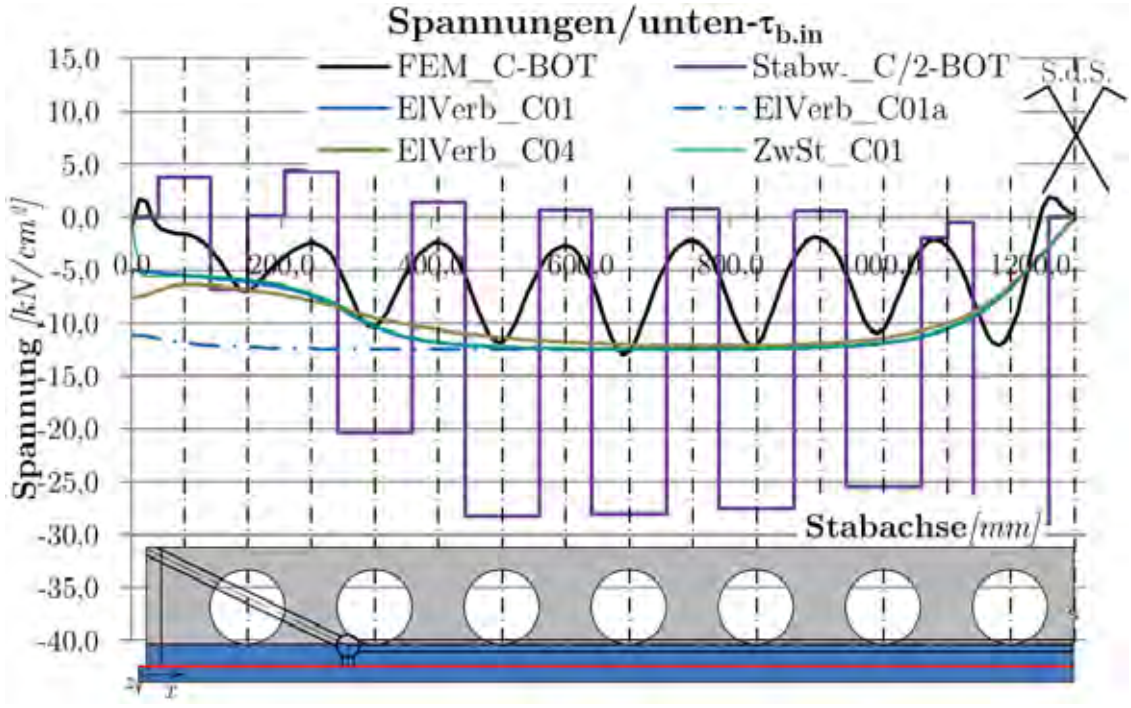


Abbildung 5.131: Vergleich der unteren Schubspannungen $\tau_{b,in}$ des Plattentyps C

Zusammenfassend wird festgestellt, dass die Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds für die mittige Einzellast gut dazu verwendet werden kann, das Durchbiegungsverhalten des Gesamtbauteils sowie sämtliche Spannungen der äußeren (Deck-) Bleche und der

Halskehlnaht zur Dübelleiste zu beschreiben. Die Modelle mit Berücksichtigung der mittragenden Breiten ergeben dabei durchwegs zufriedenstellende Näherungen auf der sicheren Seite. Eine Modellbildung ohne Berücksichtigung des Sprengwerks ergibt je nach betrachteter Faser Ergebnisse, die entweder auf der unsicheren oder teilweise weit auf der sicheren Seite liegen und ist deshalb für konzentrierte Lasten nicht zu empfehlen. Die Spannungen in den Dübelleisten selbst können mit den vorgestellten Modellen nicht beschrieben werden. Der Vergleich anhand der Spannungsfelder aus der FE- Berechnung ergibt zudem, dass davon ausgegangen werden muss, dass lokale Spannungen der Dübelleisten teilweise größer sind als jene an den äußeren Bleche. Eine gesonderte Untersuchung der Tragwirkung der Dübelleisten ist daher vor allem im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit unumgänglich.

Ein Vergleich mit den Laborexperimenten zeigt, dass die hier vorgestellten Modellbildungen das Tragverhalten unter Anwendung der Prinzipien des statischen Satzes hervorragend bis zur Erreichung der Systemtraglast annähern. In den Dübelleisten kommt es dabei aber lokal bereits bei relativ geringen Laststufen zur Ausbildung von plastischen Bereichen. Eine genaue Ermittlung der Spannungsfelder der Dübelleisten übersteigt jedoch die Leistungsfähigkeit der einfachen Balkenmodelle und bedarf daher einer genaueren Analyse. Die Tragfunktion der Dübelleiste ist dabei stark von deren Form abhängig. Die genaue Untersuchung kann daher erst nach Festlegung der Leistengeometrie erfolgen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird auf die Analyse der Spannungen in den Leisten aus diesem Grund verzichtet.

5.5.2 Ergebnisvergleiche anhand des Gleichlastmodells

Im Folgenden werden die Last- Vertikalverschiebungslinie in Feldmitte sowie die Verläufe der Durchbiegung und der Blechspannungen für das in *Abschnitt 4.4.4* vorgestellte FE- Modell mit gleichmäßig verteilter Last mit den Ergebnissen der Berechnungsmodelle nach der Theorie des elastischen Verbunds verglichen. Da Vergleichsrechnungen mit den Modellen, bei denen der Beton in der Druckzone berücksichtigt wird, für dieses Lastbild zu große Steifigkeiten ergeben, werden als Grenzwertbetrachtungen im Folgenden die zwei Modelle **ElVerb_A01** und **ElVerb_A02** betrachtet. Für das Lastbild der gleichförmigen Streckenlast existieren weder Labormesswerte noch Ergebnisse von Stabwerksmodellen. Auf die Ergebnisdarstellung des Zweistabmodells wird aus dem oben erläuterten Grund der Gleichheit der Resultate mit jenen der entsprechenden Modelle des elastischen Verbunds verzichtet.

Die *Abbildung 5.132* zeigt zunächst die Darstellung Kraft- Verformungslinien der Vertikalverschiebungen in Feldmitte. Diese Darstellung ist äquivalent zu den Diagrammen der Arbeitslinien des Wegaufnehmers DT2 im Laborversuch. Die Ergebniskurve der FE- Simulation weist bereits bei niedrigen Lasten eine Krümmung, also eine Nichtlinearität auf. Eine Beschreibung des Tragverhaltens der Platte mit linearen Modellen ist für verteilte Lasten also a priori nicht im gleichen Maße zutreffend, wie für die zuvor untersuchte, mittige Belastung.

In *Abbildung 5.132* ist deutlich zu erkennen, dass sich für dieses Belastungsszenario die Traglast mit dem Modell ohne Berücksichtigung der mittragenden Breiten im Vergleich zur FE-Analyse relativ hoch ergibt. Die Berechnungsergebnisse des Modells **ElVerb_A02** nähern hingegen die Resultate des FE- Modells mit gleichmäßig verteilter Belastung sowohl hinsichtlich der Anfangssteifigkeit im elastischen Bereich als auch hinsichtlich der Traglast gut an.

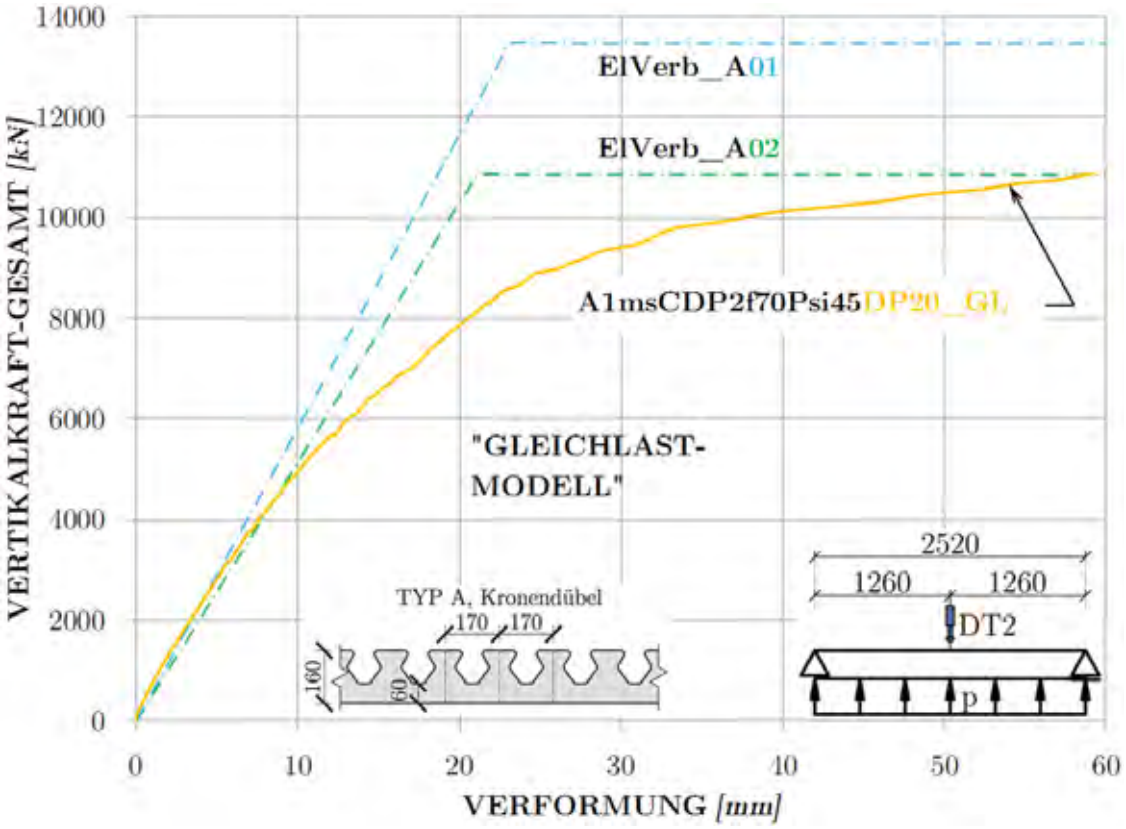


Abbildung 5.132: Vergleich der Kraft- Vertikalverschiebungsverläufe für das Gleichlastmodell

Um die Abweichungen der Ergebnisse der einzelnen, ingenieurmäßigen Berechnungsmodelle zu jenen der FE- Analyse besser beurteilen zu können, erfolgt erneut ein Vergleich anhand der Verläufe der Durchbiegungen und der Spannungen entlang der x- Achse. Als Lastniveau wird auch für die folgenden Vergleiche der charakteristische Punkt bei einer Vertikalverschiebung von $10\,mm$ in Feldmitte gewählt. Die Untersuchung der Modelle des elastischen Verbunds erfolgt zur Gewährleistung der Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit jener verteilten Belastung, die in der FE- Berechnung genau diese Vertikalverschiebung erzeugt.

Für den Vergleich der Biegelinien in *Abbildung 5.133* ergeben sich prinzipiell die gleichen Schlussfolgerungen wie für die zentrische Belastung in den *Abbildungen 5.112* und *5.113*. Das Modell **ElVerb_A01** ohne Berücksichtigung der mittragenden Breiten bildet die Biegelinie zwar qualitativ richtig ab, die Ergebnisse liegen jedoch quantitativ durchwegs unter jenen der FE- Simulation. Das Modell ohne Berücksichtigung des Sprengwerks weist eine Mittendurchbiegung auf, die gut mit der Biegeordinate der FE- Berechnung übereinstimmt. Der charakteristische Krümmungswechsel der Biegelinie kann aber durch diese Modellbildung nicht beschrieben werden. Die beste Annäherung an die Ergebnisverläufe der FE- Simulation wird mit dem Modell **ElVerb_A02** erreicht. Aus den Erfahrungen der Vergleiche der Modellrechnungen für die zentrische Belastung ist zu erwarten, dass die Ergebnisse der Durchbiegungen, die sich aus der FE- Berechnung ergeben, im Verhältnis zu tatsächlich auftretenden Durchbiegungen auf der sicheren Seite liegen.

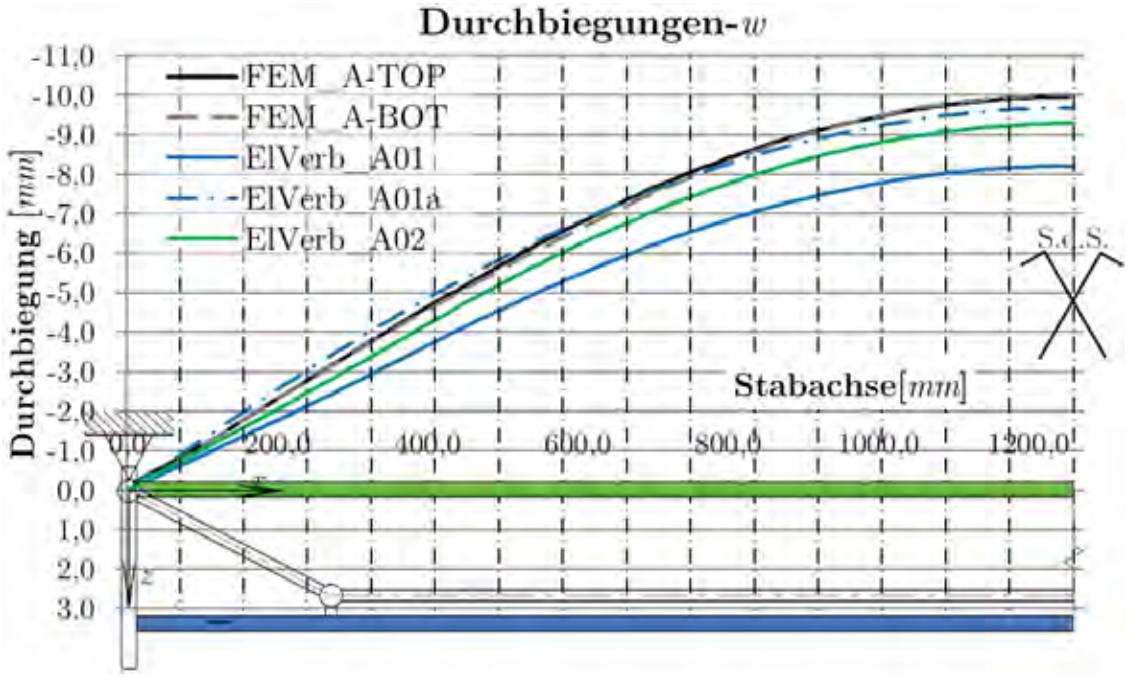


Abbildung 5.133: Vergleich der Biegelinien des Gleichlastmodells

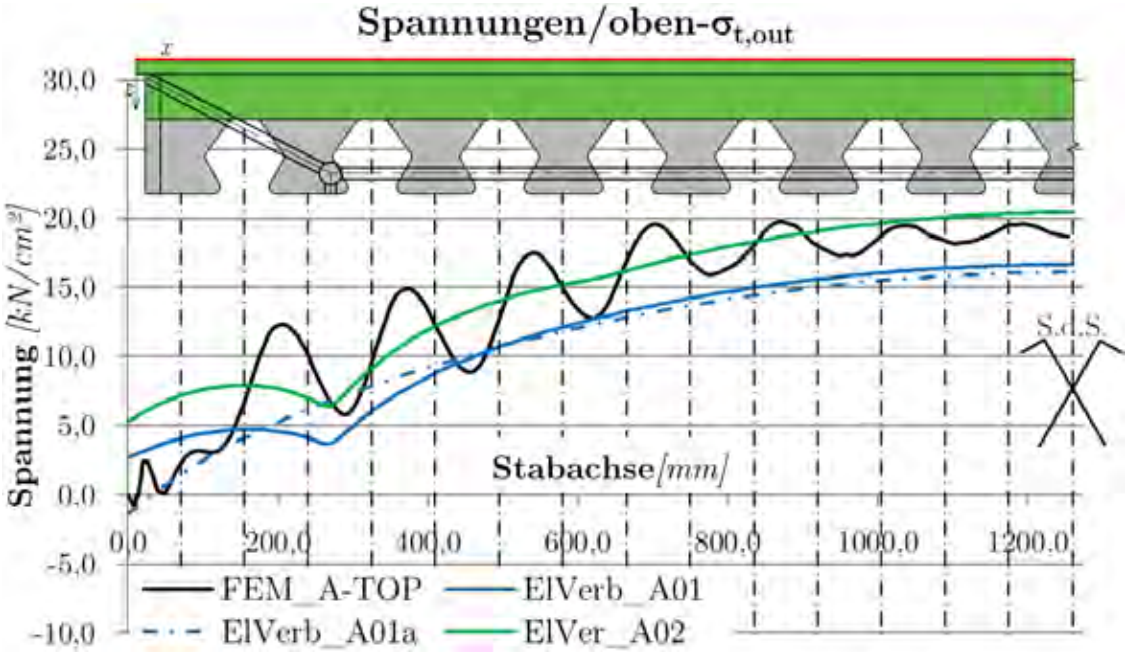


Abbildung 5.134: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,out}$ des Gleichlastmodells

Die *Abbildungen 5.134* und *5.135* stellen die Vergleiche der äußeren Deckblechnormalspannungen des FE- Modells im Vergleich zu den Ergebnisverläufen der Rechenmodelle des elastischen Verbunds dar. Diese Abbildungen lassen gute Näherungen durch die ingenieurmäßige Modellbildung erkennen. Das Modell ohne Berücksichtigung der mittragenden Breiten

schätzt die Spannungen, die aus einer gleichmäßig verteilten Belastung resultieren, im Vergleich zu den mit FEM ermittelten Werten eher auf der unsicheren Seite ab. Die Ergebnisse des Modells **ElVerb_A02** liegen hingegen, abgesehen von den örtlichen Spannungsmaxima der Wellen in den Ergebnisverläufen der FE- Simulation, durchwegs auf der sicheren Seite. Die Ergebnisse des Modells, bei dem das zusätzliche Sprengwerk nicht berücksichtigt wird, differieren am oberen Teilquerschnitt auch für die gleichförmige Belastung lediglich im Einflussbereich der Störzone des Auflagers. Zur Feldmitte hin nähern sich die Spannungsverläufe der Modellbildung ohne Sprengwerk asymptotisch an jene der Modellbildung mit Sprengwerk an. Dieser Effekt ist, genau wie beim Belastungsbild der konzentrierten Kraft in Feldmitte, am unteren Teilquerschnitt nicht zu beobachten. Dort liegen die Ergebnisse der Modellbildung ohne Berücksichtigung des zusätzlichen Sprengwerks durchwegs auf der sicheren Seite.

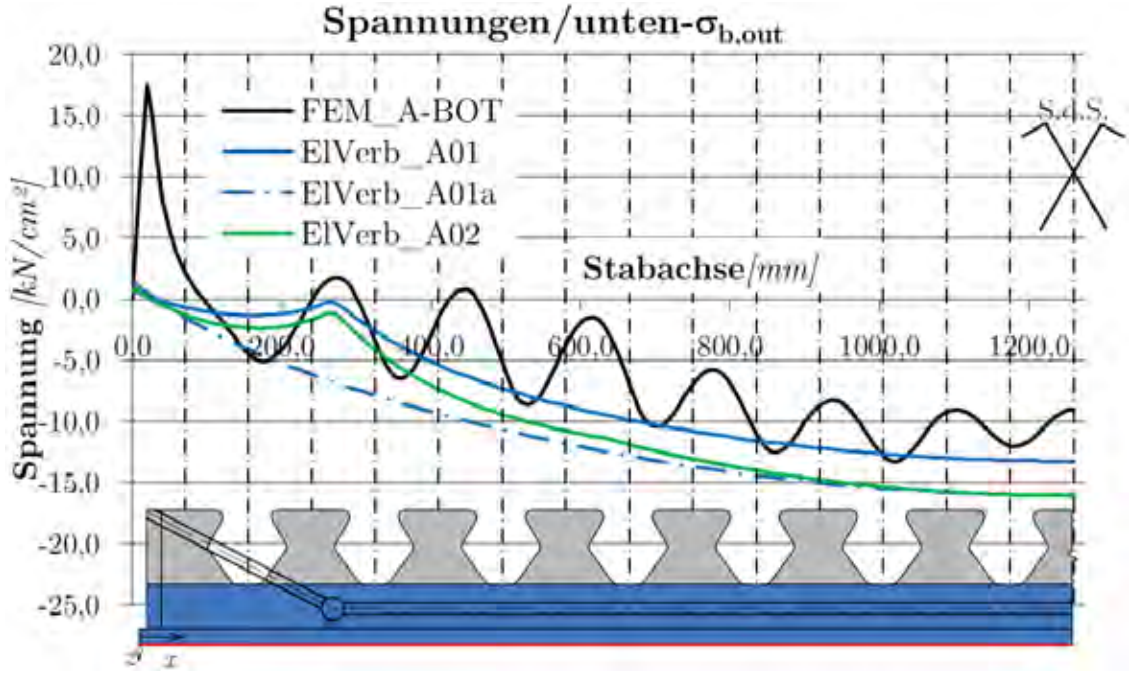


Abbildung 5.135: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,out}$ des Gleichlastmodells

Die *Abbildungen 5.136* und *5.137* zeigen die Vergleiche der inneren Deckblechspannungen $\sigma_{t,in}$ und $\sigma_{b,in}$ der FE- Analyse mit den Verläufen, die mit den Modellen des elastischen Verbunds berechnet wurden. Für den oberen Teilquerschnitt zeigt sich das im vorigen Abschnitt beschriebene Verhalten. Das beste Modell ist jenes, das sowohl das Sprengwerk als auch die mittragenden Breiten berücksichtigt. Das Modell, bei dem das Sprengwerk nicht berücksichtigt wird, liefert auf der gesamten Länge Ergebnisse, die auf der unsicheren Seite liegen. Die größte Abweichung von bis zu 400% liegt dabei im Bereich des Auflagers. Am unteren Teilquerschnitt werden die Verläufe der Spannungen $\sigma_{b,in}$ im Bereich des Plattenauflagers von allen Modellen unzureichend beschrieben. Der Vorzeichenwechsel der Spannungen resultiert offenbar aus einer Einspannwirkung des außenliegenden Blechs an die Endplatte und ist durch die Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds in der untersuchten Form nicht abbildbar. Zur Feldmitte hin nähern sich die Verlaufsfunktionen aller Ingenieurmodelle die

FE- Ergebnisse an. Das Modell **ElVerb_A01a** ohne Berücksichtigung des Sprengwerks liegt dabei am weitesten auf der sicheren Seite. Die Spannungsverläufe des Modells **ElVerb_A02** liegen zwischen den teilweise unsicheren Eregbnissen des Modells **ElVerb_A01** und jenen des Modells **ElVerb_A01a**. In Bezug auf Zugspannungen liegt dieses Modell zudem durchwegs auf der sicheren Seite.

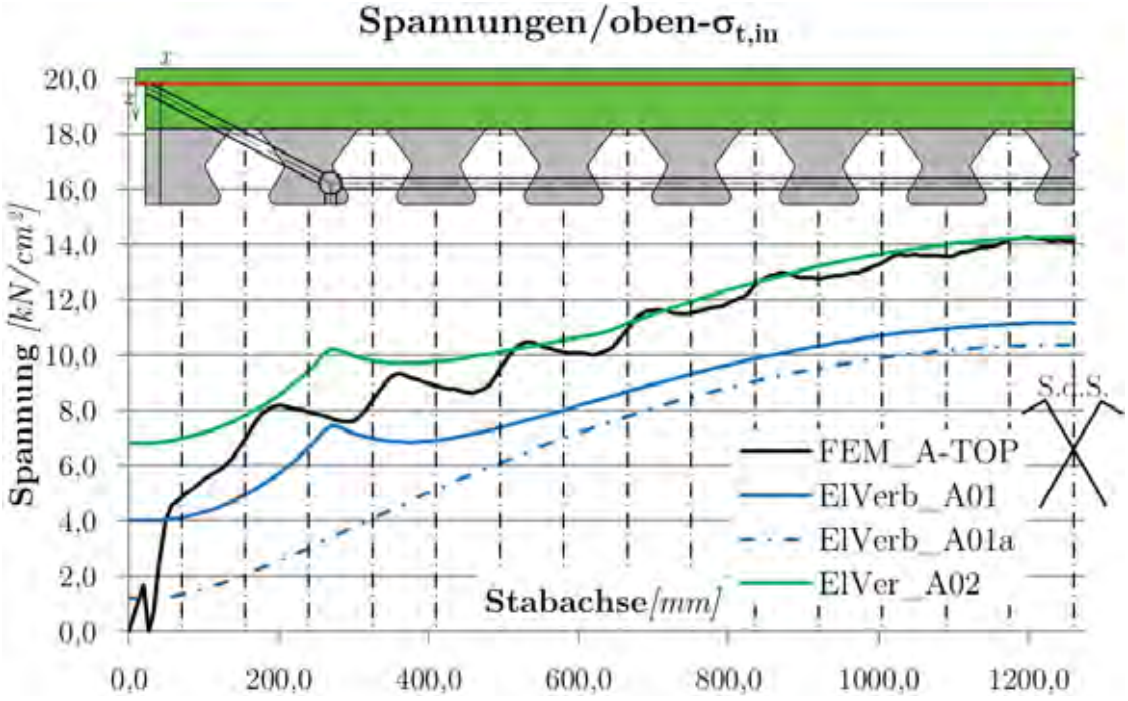


Abbildung 5.136: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,in}$ des Gleichlastmodells

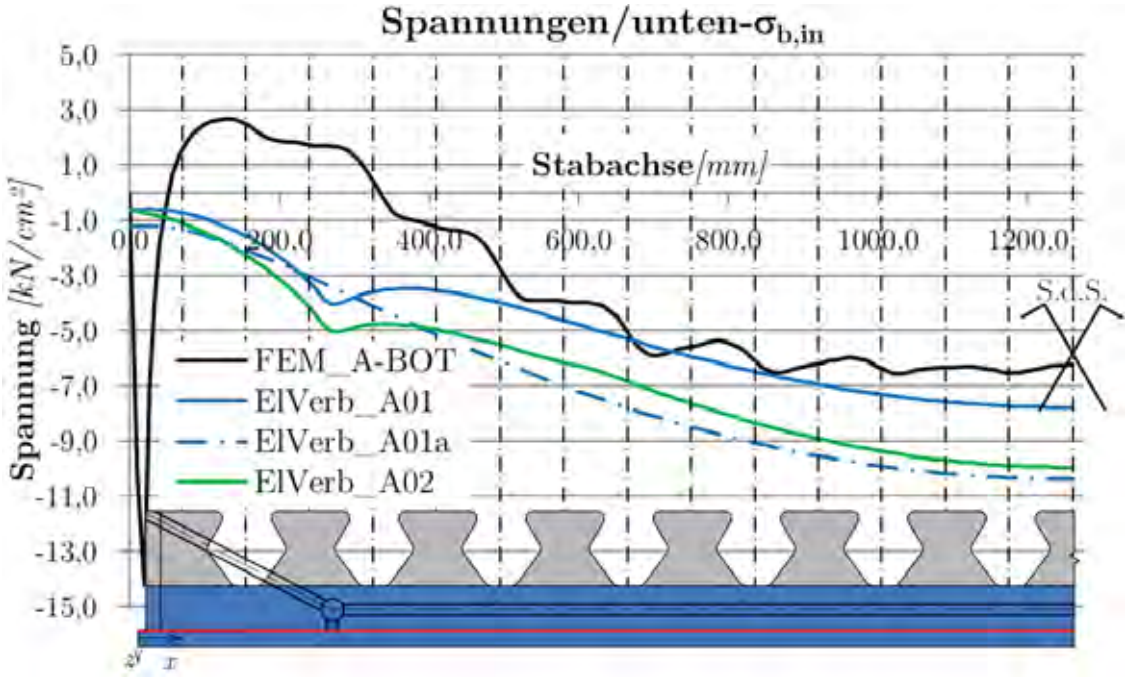


Abbildung 5.137: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,in}$ des Gleichlastmodells

In den *Abbildungen 5.138* und *5.139* sind die Spannungsverläufe an der Faser „DL“, also der unteren Randfaser des rechnerischen Querschnitts der Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds, dargestellt. Diese Abbildungen lassen auch für die gleichmäßig verteilte Belastung den Schluss zu, dass dieses relativ einfache Rechenmodell für diese Faser keine ausreichenden Ergebnisse liefern kann. Die Darlegung der Gründe für diese Schlussfolgerung unterscheidet sich nicht von jener aus *Abschnitt 5.5.1* und wird daher an dieser Stelle nicht wiederholt.

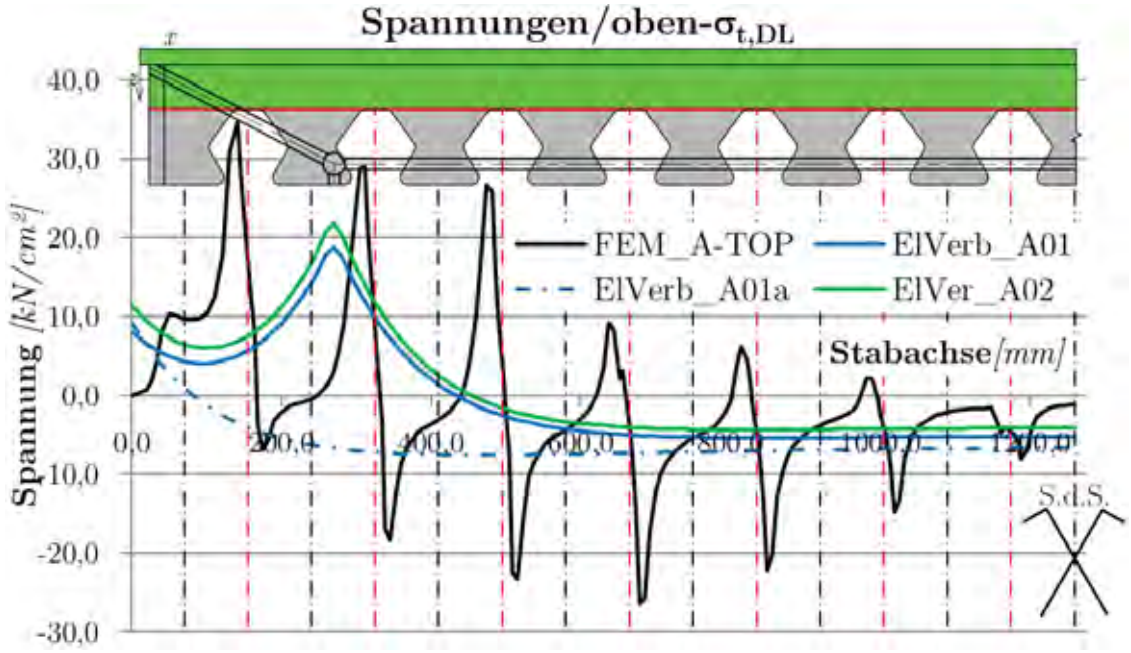


Abbildung 5.138: Vergleich der oberen Normalspannungen $\sigma_{t,DL}$ des Gleichlastmodells

Der Vergleich der Schubspannungen in den Dübelleisten an der Stelle der Halskehlnähte in den *Abbildungen 5.140* und *5.141* zeigen den Einfluss des zusätzlichen Sprengwerks deutlich. Da die Schubspannungsverteilung direkt mit dem für die Beschreibung der Tragwirkung essenziellen Schubfluss in der Koppelfuge zusammenhängt, sind diese Verläufe ein gut geeignetes Kriterium zur Beurteilung der Qualität der Modellierung. Die beiden Modelle mit Berücksichtigung des Sprengwerks nähern die lokalen Maxima der Schubspanungsverteilung, die mit FEM berechnet wurde, sehr gut an. Zwischen den einzelnen Modellen sind in Bezug auf die Ermittlung der Schubspannungen kaum Unterschiede bemerkbar. Das Modell **ElVerb_A01a**, bei dem das Sprengwerk nicht berücksichtigt wird, zeigt im Auflagerbereich jedoch ein deutlich abweichendes Verhalten. Direkt neben dem Plattenauflager liefert es Spannungen, die im Vergleich zur FE- Rechnung um bis zu 100% auf der sicheren Seite liegen. Im Vergleich zu dem, über den Träger auftretenden Maximum der Schubspannungen liegt die Überschätzung mit **ElVerb_A01a** immerhin noch bei rund 50%. Dieses Modell ist also offenbar nicht dazu geeignet, die Effekte in Auflagernähe zu beschreiben. Im Hinblick auf eine Bemessung von Schweißnähten ist eine derartige Überschätzung der tatsächlichen Spannungen zudem bereits als unwirtschaftlich einzustufen.

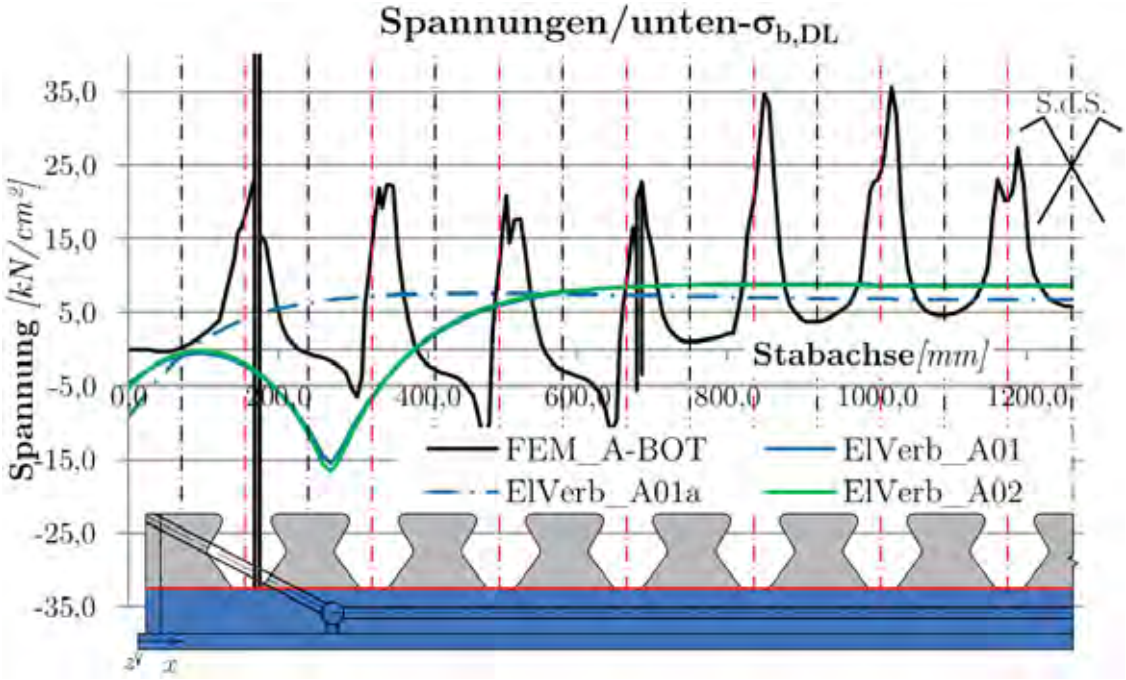


Abbildung 5.139: Vergleich der unteren Normalspannungen $\sigma_{b,DL}$ des Gleichlastmodells

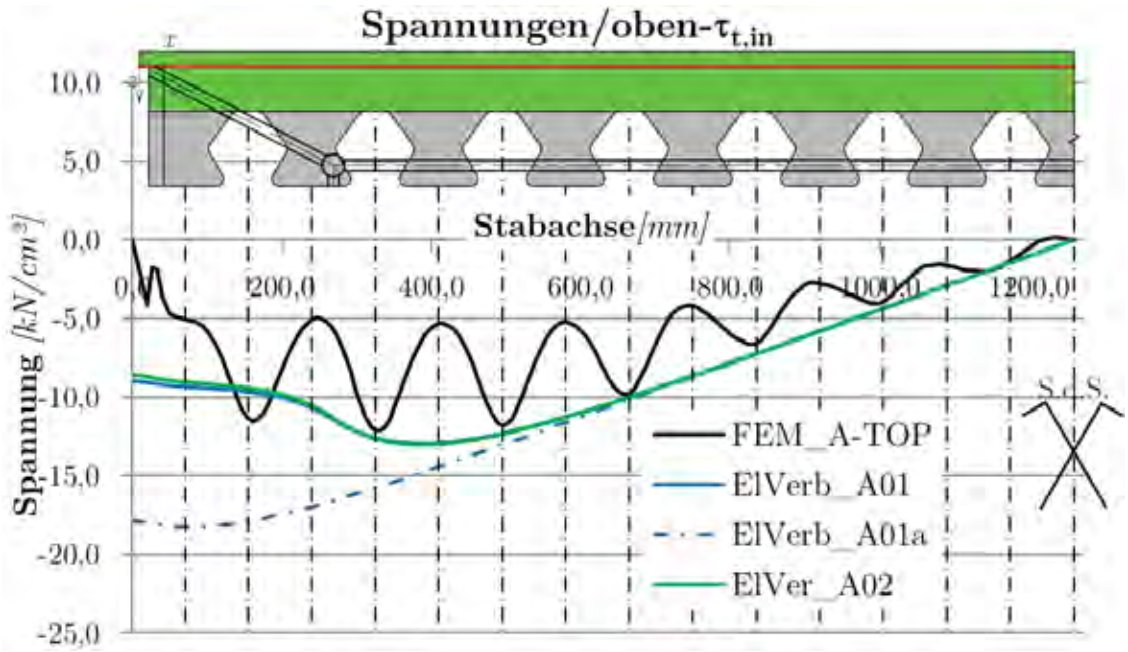


Abbildung 5.140: Vergleich der oberen Schubspannungen $\tau_{t,i}$ des Gleichlastmodells

Es konnte anhand der Vergleiche dieses Abschnitts gezeigt werden, dass die zusammenfassenden Feststellungen aus *Abschnitt 5.5.1* auch eine nahezu unveränderte Gültigkeit für das Lastbild der gleichmäßig verteilten Flächenlast haben. Für diese Art der Belastung ist für alle untersuchten Spannungen das Modell **ElVerb_A02**, das sowohl das Sprengwerk als auch die mittragenden Breiten, nicht aber den Beton in der Druckzone berücksichtigt, die beste

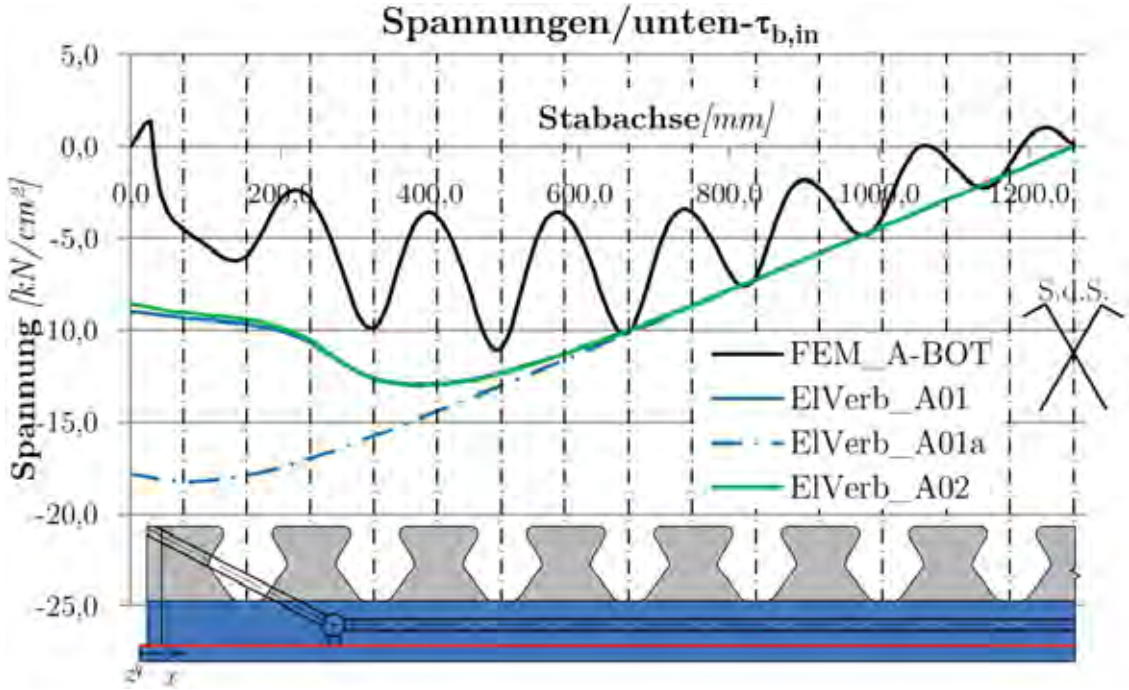


Abbildung 5.141: Vergleich der unteren Schubspannungen $\tau_{b,i}$ des Gleichlastmodells

Modellbildung. Das Modell ohne Berücksichtigung des Sprengwerks liefert auch für dieses Belastungsszenario Ergebnisse die je nach betrachteter Faser entweder auf der unsicheren oder teilweise weit auf der sicheren Seite liegen. Die Beschreibung von Spannungen innerhalb der Dübelleiste gelingt auch für die gleichmäßig verteilte äußere Belastung nicht.

5.5.3 Conclusio aus den Ergebnisvergleichen

Zusammenfassend ergibt der Vergleich der Ergebnisse der diversen ingenieurmäßigen Modellbildungen mit den Ergebnissen der FE- Simulation und den Messwerten aus den durchgeführten Laborversuchen eine zufriedenstellende Annäherung der tatsächlichen Tragfunktion durch jene Modelle auf Basis des elastischen Verbunds, bei denen sowohl das Sprengwerk als auch die mittragenden Breiten berücksichtigt werden. Wie gezeigt wurde, können die Ergebnisse von Modellen des elastischen Verbunds zudem näherungsweise, jedoch mit beinahe beliebiger Genauigkeit, durch eine Stabwerksberechnung mit Zweistabmodellen und nachfolgender Glättung der Ergebniskurven erzielt werden.

Für die mittige, linienförmige Belastung der Platte ergibt eine Grenzwertbetrachtung, dass die besten Näherungen der tatsächlich gemessenen Tragfunktion durch die Modelle **ElVerb_A(C)04** erreicht werden. Bei diesen Modellen wird ein iterativ ermittelter Anteil des Betons in der Druckzone berücksichtigt. Die Grenzwertbetrachtung für die flächig gleichförmig verteilte Belastung ergibt die beste Beschreibbarkeit der mit FEM ermittelten Tragfunktion durch das Modell **ElVerb_A(C)02**. Bei diesem Modell wird der Betonanteil in der Druckzone nicht berücksichtigt.

Insgesamt wird aus den unten aufgelisteten Gründen als Empfehlung zur Modellierung von

SCSC- Platten das Modell **ElVerb_02**, optional als Zweistabmodell umgesetzt, ausgesprochen:

- Die reale Belastung von Eisenbahnbrücken ist hauptsächlich in Querrichtung verteilt.
- Das genannte Modell liegt in den *Abbildungen 5.112* bis *5.117* für linienförmige Lasten entlang der Brückenachse innerhalb der Bandbreite der Grenzwertbetrachtungen der Modellbildung auf Basis der Theorie des elastischen Verbunds. In diesen Abbildungen stellen auch die „relativ unsichersten“ Ergebnisverläufe der Modelle **ElVerb_01** gute Näherungen dar und liegen zudem im Vergleich zu den Labormesswerten nahezu ausschließlich auf der sicheren Seite.
- Berechnungsmodelle mit Iteration der Druckzonenhöhe sind von der Belastung abhängig. Deren Ergebnisse können daher nicht superponiert werden.
- Berechnungsmodelle mit Iteration der Druckzonenhöhe sind im Rahmen der, an sich baupraktisch umsetzbaren Berechnung mit Zweistabmodellen zu aufwändig und somit nicht anwendbar. Ein eventueller Nutzen hinsichtlich Materialeinsparung durch günstigere Ergebnisse ist zudem mit dieser Modellbildung nicht lukrierbar. Somit ist der Mehraufwand in der Berechnung nicht gerechtfertigt.

Kapitel 6

Berechnungsbeispiel unter Anwendung der ingenieurmäßigen Modellbildung

6.1 Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel wird die ingenieurmäßige Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds im Rahmen einer beispielhaften Bemessung einer SCSC- Platte angewendet. Da die Platte des Typs C im Laborversuch bezüglich ihrer Tragfähigkeit und Duktilität die günstigsten Eigenschaften gezeigt hat, wird der Berechnung dieser Plattentyp zugrunde gelegt. Die Bauhöhe der Platte sowie die Lochgeometrie, die Blechdicke und der Achsabstand der Dübelleisten werden dabei im Vergleich zu dem getesteten Laborprüfkörper nicht verändert. Sehr wohl erfolgt jedoch eine Optimierung der Blechdicke der außen liegenden Stahlbleche. Da diese Bleche durch ihre Größe einen deutlichen Einfluss auf die Stahlmassen haben und somit ein bedeutender Kostenfaktor sind, kann die wirtschaftliche Konkurrenzfähigkeit der SCSC- Platte durch eine Reduktion der Dicke eben dieser Bleche deutlich gesteigert werden.

Die Ermittlung der Schnittgrößen, Verformungen und Spannungen erfolgt mit dem in *Abschnitt 5.3.4* vorgestellten Berechnungsprogramm *SCSC_ElVerb*. Dabei sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass die gleichen Ergebnisse auch mit einem beliebigen Stabwerksprogramm unter Verwendung eines entsprechenden Zweistabmodells nach *Abschnitt 5.4* erzielbar sind. Um den Umfang des Beispiels zu begrenzen, wird nur die Quertragrichtung unter ständigen Lasten sowie vertikalen Verkehrslasten aus dem Lastmodell LM71 untersucht. Alle statischen Analysen und Nachweise beruhen dabei auf den normenmäßigen Forderungen der aktuellen Eurocodes. Die statischen Untersuchungen beschränken sich auf die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Ermüdung (FLS). Nachweise für Brückenbauwerke im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) nach Eurocode [EN110] betreffen weitestgehend das Haupttragwerk, das hier nicht untersucht wird. Zusätzlich ist für alle Teile der Konstruktion nachzuweisen, dass die auftretenden Spannungen unter der charakteristischen Lastkombination die Fließgrenze nicht überschreiten. Da die Einhaltung dieses Kriteriums im vorliegenden Fall bereits über die die ULS-

Nachweisführung abgedeckt ist, sind für das hier gezeigte Beispiel keine SLS Nachweise zu führen.

Am Ende des Kapitels werden für das auf seine Tragfähigkeit und Ermüdungssicherheit nachgewiesene SCSC- Plattenelement die Mengen ermittelt. Diese Mengen sind die Kalkulationsgrundlage der Kostengegenüberstellung aus *Abschnitt 2.5*.

6.2 Geometrie und Materialparameter

Bevor die Bemessung erfolgen kann, müssen zunächst die Geometrie und die verwendeten Werkstoffe festgelegt werden. Durch die Optimierung der Dicke der außen liegenden Stahlbleche ändern sich einige geometrische Größen im Vergleich zum Laborprüfkörper.

Da in diesem Kapitel eine beispielhafte Bemessung erfolgen soll, werden als Materialien übliche Werkstoffe gewählt. Die Berechnung erfolgt mit deren genormten Festigkeitswerten.

6.2.1 Vereinbarungen zu Geometrie

Wie bereits in der Zusammenfassung erwähnt, wird die Bemessung für eine SCSC- Platte des Plattentyps C gezeigt. Zur Ermittlung der Plattenstützweite wird der Entwurf der Trogbrücke aus *Abschnitt 2.2* herangezogen. Dabei wird das ursprünglich geplante, 120 *mm* dicke Grobblech bei gleichbleibender Höhendifferenz zwischen dem Obergurt und der Oberkante des Fahrbahndecks durch das SCSC- Element ersetzt. *Abbildung 6.1* zeigt den der Berechnung zugrunde gelegten Brückenquerschnitt. Da in der vorliegenden Bemessung keine Untersuchungen der Hautpttragwirkung des Brückenquerschnitts durchgeführt werden, werden auch keine Spannungen aus dieser Tragwirkung ermittelt respektive in den Nachweisen berücksichtigt.

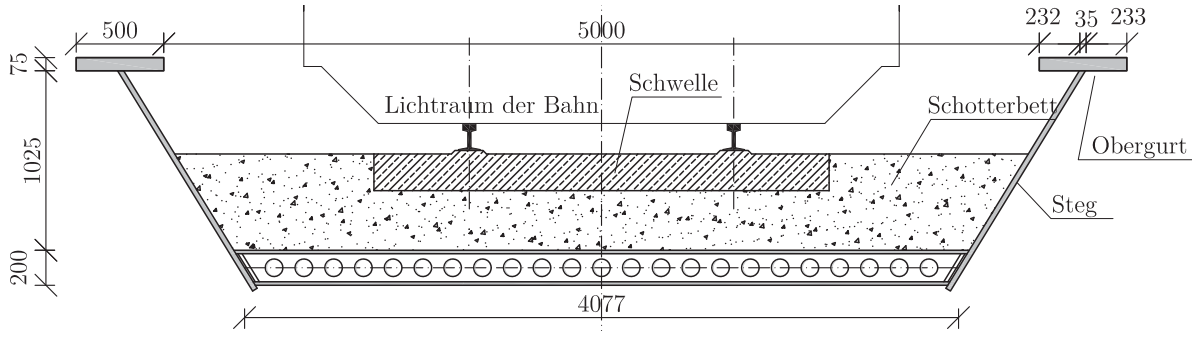


Abbildung 6.1: Regelquerschnitt der Trogbrücke mit SCSC- Platte

Es ergibt sich ein Plattenelement mit einer Stützweite von 4077 *mm*. Dieses Maß wird in der Schnittgrößenermittlung auf 4080 *mm* aufgerundet. In *Abbildung 6.2* ist das im Folgenden nachgewiesene Plattenelement im Detail mit allen notwendigen Abmessungen dargestellt. Da der Dübelleistenabstand e_{DL}, unverändert zu jenem aus dem Laborversuch, 1000 *mm* beträgt, wird die Berechnung für einen Plattenstreifen dieser Breite durchgeführt.

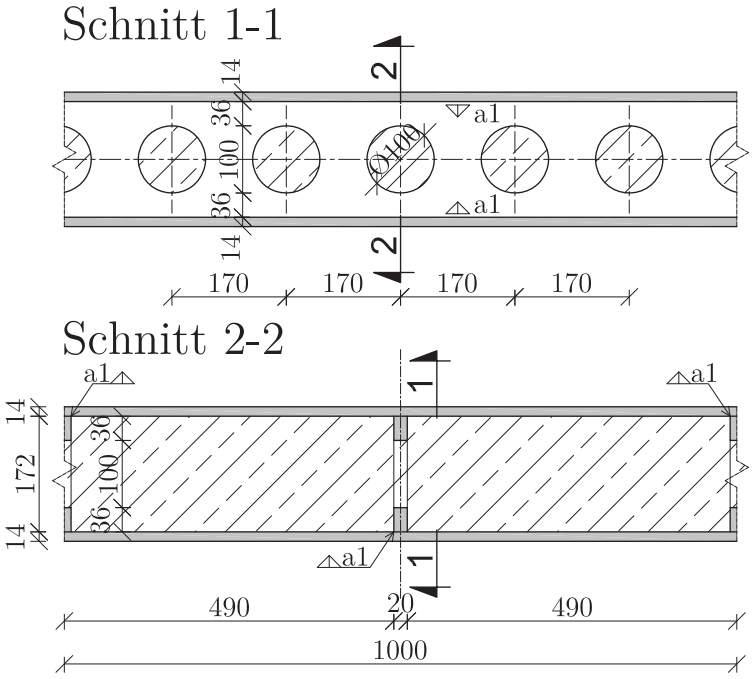


Abbildung 6.2: gewählte Geometrie SCSC- Platte

6.2.2 Materialien

6.2.2.1 Stahl

Als Stahlgüte wird für alle Bleche **S355J2+N** festgelegt. Dies ist der übliche Konstruktionsstahl für Eisenbahnbrücken nach dem aktuellen Stand der Technik. Die für die weitere statische Analyse notwendigen Werkstoffeigenschaften und Teilsicherheitsbeiwerte sind aus [EN112a] und [EN110] entnommen und in *Tabelle 6.1* zusammengefasst. Der Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungsnachweise wird mit $\gamma_{Mf} = 1,15$ festgelegt.

		S355J2+N
Elastizitätsmodul	E_a	$210000\,N/mm^2$
Schubmodul	G_a	$81000\,N/mm^2$
Querdehnzahl	ν	0,3
Wärmedehnungskoeffizient	α_T	1,2E-5
Streckgrenze	f_y	$355\,N/mm^2$
Zugfestigkeit	f_u	$510\,N/mm^2$
Teilsicherheitsbeiwert- Fließen	γ_{M0}	1,0
Teilsicherheitsbeiwert- Stabilität	γ_{M1}	1,1
Teilsicherheitsbeiwert- Zugbruch	γ_{M2}	1,25
Teilsicherheitsbeiwert FLS	γ_{Mf}	1,15

Tabelle 6.1: Werkstoffeigenschaften und Teilsicherheitsbeiwerte des verwendeten Baustahls

6.2.2.2 Beton

Für den Füllbeton der SCSC- Platte wird mit **C30/37** ebenfalls ein für Brücken nach dem aktuellen Stand der Technik üblicher Werkstoff gewählt. Die im Weiteren notwendigen Materialeigenschaften und Teilsicherheitsbeiwerte sind [EN111] entnommen und in *Tabelle 6.2* zusammengefasst. Für den Beton wird kein Ermüdungs- Teilsicherheitsbeiwert angegeben, da sein Ermüdungsverhalten im Kontinuum der SCSC- Platte derzeit weder experimentell noch rechnerisch untersucht ist. Somit sind seriöse Ermüdungsnachweise, die den Betonanteil der SCSC- Platte betreffen, derzeit noch nicht möglich.

		C30/37
mittlerer Elastizitätsmodul	E_{cm}	$33000\,N/mm^2$
Querdehnzahl	ν	0,2
Wärmedehnungskoeffizient	α_T	1,2E-5
charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	$30\,N/mm^2$
charakteristische Würfeldruckfestigkeit	$f_{ck,cube}$	$37\,N/mm^2$
Teilsicherheitsbeiwert- ULS	γ_C	1,5

Tabelle 6.2: Werkstoffeigenschaften und Teilsicherheitsbeiwerte des verwendeten Betons

Zur Berücksichtigung der Effekte aus Kriechen wird der E- Modul des Betons für die ständigen Lastfälle zum Zeitpunkt $t = \infty$ rechnerisch mit jenen Faktor reduziert, der im Gesamtquerschnittsverfahren nach [EN109b] zur Reduktion der *n- Ziffer* verwendet wird. Die Endkriechzahl ergibt sich im vorliegenden Fall unter der Annahme einer wirksamen Bauteildicke von $h_0 = \infty$ und einer relativen Luftfeuchte von $RH = 50\%$ zu $\varphi(\infty, 28) = 1,31$. Die Annahme der unendlichen Bauteildicke beruht auf der allseitigen Umschließung des Betonquerschnitts durch Stahlteile. Somit ist jener Teil des Umfangs, der der Trocknung ausgesetzt ist, gleich Null. Ein Tabellenblatt zur genauen Ermittlung der Endkriechzahl ist in *Anhang D* enthalten. Für den Kriechbeiwert ψ_L wird der Wert $1,10$ für primäre Beanspruchung angesetzt. Der rechnerisch reduzierte E- Modul des Betons $E_{c,\infty}$ ergibt sich somit zu:

$$\begin{aligned} E_{c,\infty} &= \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(\infty, 28)} \\ &= \frac{33000}{1 + 1,1 \cdot 1,31} = 13520\,N/mm^2 \end{aligned} \tag{6.1}$$

Diese Vorgehensweise der rechnerischen Reduktion des E- Moduls für ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ ist im Verbundbau, beispielsweise bei der Anwendung von Zweistabmodellen, üblich [UW09]. Da sich in der SCSC- Platte unter der Wirkung von ständigen Lasten voraussichtlich sowohl die Druckdiagonalen als auch die Streben des zusätzlich unterstützenden Sprengwerks verkürzen und somit der Lastabtragung entziehen, erscheint eine derartige Modellbildung des Kriechens sinnvoll. Es sei hier jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen,

dass diese Annahme bis dato nicht durch Versuche abgesichert und daher als hypothetisch zu verstehen ist.

Der Einfluss des Schwindens auf die Tragwirkung der SCSC- Platte ist ebenso wenig im Laborexperiment untersucht. Die Auswirkungen dieses Effekts sind somit nicht bekannt und werden daher im vorliegenden Beispiel nicht weiter analysiert.

6.2.3 Modellbildung

Die Modellbildung erfolgt prinzipiell nach dem in *Abschnitt 5.5.3* empfohlenen Modell **ElVerb_02**. Bei diesem Modell wird kein Betonteil in der Druckzone angesetzt. Die Teilquerschnittswerte werden unter Berücksichtigung der mittragenden Breiten ermittelt und das zusätzlich unterstützende Sprengwerk wird berücksichtigt. Die leicht veränderte Geometrie der Platte mit verringerten Blechdicken hat dabei auch einen Einfluss auf die Abmessungen des zusätzlichen Sprengwerks. Die angepassten Geometriedaten werden unter Beibehaltung der Querschnittsflächen A_{SF1}und A_{SF2} und des Winkels der Diagonale SF1 mit der vergrößerten Höhe des Füllbetonkerns von $176\,mm$ ermittelt.

$$h_{SF} = 172 - 20 \qquad \approx 150\,mm \tag{6.2}$$

$$l_{SF} = \frac{290}{140} \cdot 150 \qquad \approx 310\,mm \tag{6.3}$$

SCSC_ElVerb		*SCSC_QS_Fed*	
Sprengwerk	berücks.	Verbundart	elastisch
l_{Sp}	$4080\,mm$	b_{eff}	berücksichtigen
l_{SF}	$310\,mm$	Betonin Druckz.	keine Berücks.
h_{SF}	$150\,mm$	E_a	$210000\,N/mm^2$
A_{SF1}	$40000\,mm^2$	E_c	$33000\,N/mm^2$ $(13520N/mm^2)$
A_{SF2}	$30000\,mm^2$	f_y	$355\,N/mm^2$
Fläche opt.	nein	f_c	$20\,N/mm^2$
		e_{DL}	$1000\,mm$
		h_{ges}	$200\,mm$
		t_t	$14\,mm$
		t_b	$14\,mm$
		t_{DL}	$20\,mm$ $(45\,mm)$
		h_{Rest}	$36\,mm$
		e_{Ds}	$170\,mm$
		h_{Due}	$100\,mm$
		k_{Zahn}	2,11E6 N/mm^2
		α_0	44°
		α_m	44°
		Verlauf	1.Ordnung
		Druckstr.-Geom.	automat. erm.

Tabelle 6.3: Parameterkomination zur Berechnung im Programm *SCSC_ElVerb*

Die Eingabedaten der Geometrie und Materialien für das Berechnungsprogramm *SCSC_ElVerb* sind in *Tabelle 6.3* zusammengefasst. Dabei gilt der eingeklammerte Wert des ideellen Beton-E-Moduls für den Zeitpunkt $t = \infty$. Der Klammerwert der Dübelleistendicke t_{DL} steht wieder für jene Blechstärke, die rechnerisch zur Ermittlung der Federsteifigkeit der Druckstreben mit vergrößerten Fluidzonen an deren Anschluss zu den Dübelleisten notwendig ist.

An diesem Modell werden alle Lastfälle berechnet und deren Ergebnisse in MS- Excel [Mic10] exportiert. Im Tabellenkalkulationsprogramm erfolgt die Überlagerung der Ergebnisse unter Berücksichtigung aller notwendigen Beiwerte.

6.3 Einwirkungen

Im Rahmen des hier gezeigten Beispiels werden nicht alle in den Eurocodes geforderten Einwirkungen untersucht. Die Berechnung beschränkt sich auf ständige Lasten und vertikale Eisenbahnlasten aus dem Lastmodell LM71. Weitere Eisenbahnlastmodelle sowie Wind- und außergewöhnliche Lastfälle werden hier nicht behandelt. Diese Vorgehensweise kann als Vorbemessung verstanden werden, da die hier berücksichtigten Lastfälle in der Regel bemessungsdominant sind.

6.3.1 Ständige Einwirkungen

Die ständigen Lasten sind die Eigengewichtslasten der Konstruktion selbst sowie das Gewicht des Schotterbetts und der Schienen. Die näherungsweise Ermittlung des Konstruktionsgewichts erfolgt nach *Tabelle 6.4*.

Konstruktionsgewicht	A $[m^2/m]$	γ $[kN/m^3]$	g_k $[kN/m^2]$
außenliegende Bleche	0,028	78,5	2,198
Dübelleisten	0,0069	78,5	0,542
Füllbeton	0,172	24	4,128
Faktor	1,1	$g_{k,Platte} =$	**7,553**

Tabelle 6.4: Berechnung des Konstruktionseigengewichts $g_{k,Platte}$

Die Nennschotterbetthöhe ist mit $550\,mm$ definiert. Bei der Bemessung von Tragwerken oder Tragwerksteilen nach Eurocode ist die Schotterbetthöhe prinzipiell in einem Streubereich von $\pm 30\%$ zu variieren. Somit ist die Tragstruktur jeweils einmal mit einer Schotterbetthöhe von $550 \cdot 0,7 = 385\,mm$ und einmal mit einer Schotterbetthöhe von $550 \cdot 1,3 = 715\,mm$ zu untersuchen. Bei der Ermittlung der Gewichtsbelastung durch Schienen und Schwellen kann das durch die Schwellen verdrängte Schottergewicht zum Abzug gebracht werden. Die Ermittlung des Oberbaugewichts wird hier nicht gezeigt. Die unten angeführten Werte sind aus [KF07]

entnommen, wobei $g_{k,min}$ für die minimale und $g_{k,max}$ für die maximale Schotterbetthöhe gilt.

$$g_{k,min} = 9,03\,kN/m^2 \tag{6.4}$$

$$g_{k,max} = 16,92\,kN/m^2 \tag{6.5}$$

Alle bisher angegebenen Belastungswerte sind Flächenlasten der Einheit $[kN/m^2]$ und können somit als Streckenlast für den $1000\,mm$ breiten Plattenstreifen aufgefasst werden.

6.3.2 Veränderliche Einwirkungen

Das Lastmodell LM71 besteht in Brückenlängsrichtung aus einer Gleichlast von $80\,kN/m$ und vier Einzellasten von $250\,kN$ mit einem Abstand von je $1600\,mm$. *Abbildung 6.3* zeigt das Lastbild, das pro Gleis entlang der Brückenachse entsprechend der Einflusslinie aufzustellen ist.

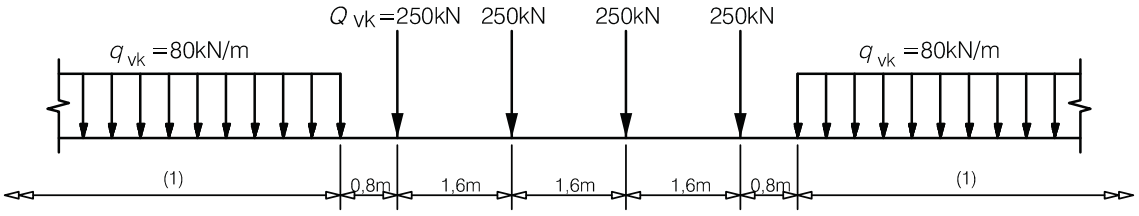


Abbildung 6.3: Lastmodell LM71 [EN104]

Da im vorliegenden Fall die Untersuchung der Quertragwirkung an einem $1000\,mm$ breiten Plattenstreifen vorgeführt wird, ist es notwendig, aus LM71 Schwellenbelastungen zu ermitteln. Die lokale Aufteilung der Vertikallasten über Schienen und Schwellen kann nach [EN104] gemäß *Abbildung 6.4* erfolgen. Wie später gezeigt wird, wirken auf dem betrachteten Plattenstreifen einer Breite von $1000\,mm$ die Kräfte von je zwei benachbarten Schwellen.

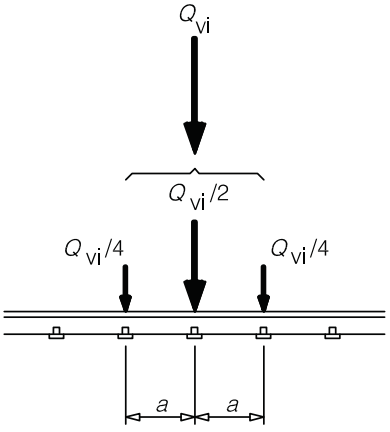


Abbildung 6.4: Verteilung der Vertikallasten in Brückenlängsrichtung über Schienen und Schwellen [EN104]

Eine mögliche Modellbildung zur Erreichung der Kraftaufteilung nach *Abbildung 6.4* ist die gedankliche Anordnung von drei übereinander liegenden Einfeldträgerketten über den Schienenstützpunkten. Diese Modellbildung ist in *Abbildung 6.5* dargestellt. Wird auf diesem rechnerischen Ersatzsystem bei einem gegebenen Abstand der Schwellen von $a = 600\,mm$ das Lastmodell LM71 angesetzt, überlagern sich die Schwellenkräfte teilweise den aus Einflüssen mehrerer Kräfte des Lastmodells. Es entsteht eine Verteilung der Schwellenkräfte, die mit der relativen Lage der Einzellasten zu den Schwellen variiert. In *Abbildung 6.5* sind drei so ermittelte „charakteristische Lastgebirge“ (CLB) dargestellt. Bei CLB1 stehen die äußeren Einzellasten direkt über Schwellen und bei CLB3 steht eine der inneren Einzellasten direkt über einer Schwelle. CLB2 ist ein Lastgebirge, bei dem alle Einzellasten zwischen Schwellen stehen. Sie sind dabei symmetrisch um ein Schwellenpaar, in *Abbildung 6.5* sind das die Schwellen 8 und 9, angeordnet. Aus der Abbildung ist erkennbar, dass sich die größte Summe der Kräfte zweier benachbarter Schwellen bei CLB1 aus den Kräften der Schwellen 5 und 6 zu insgesamt $127,67 + 83,33 = 211\,kN$ ergibt.

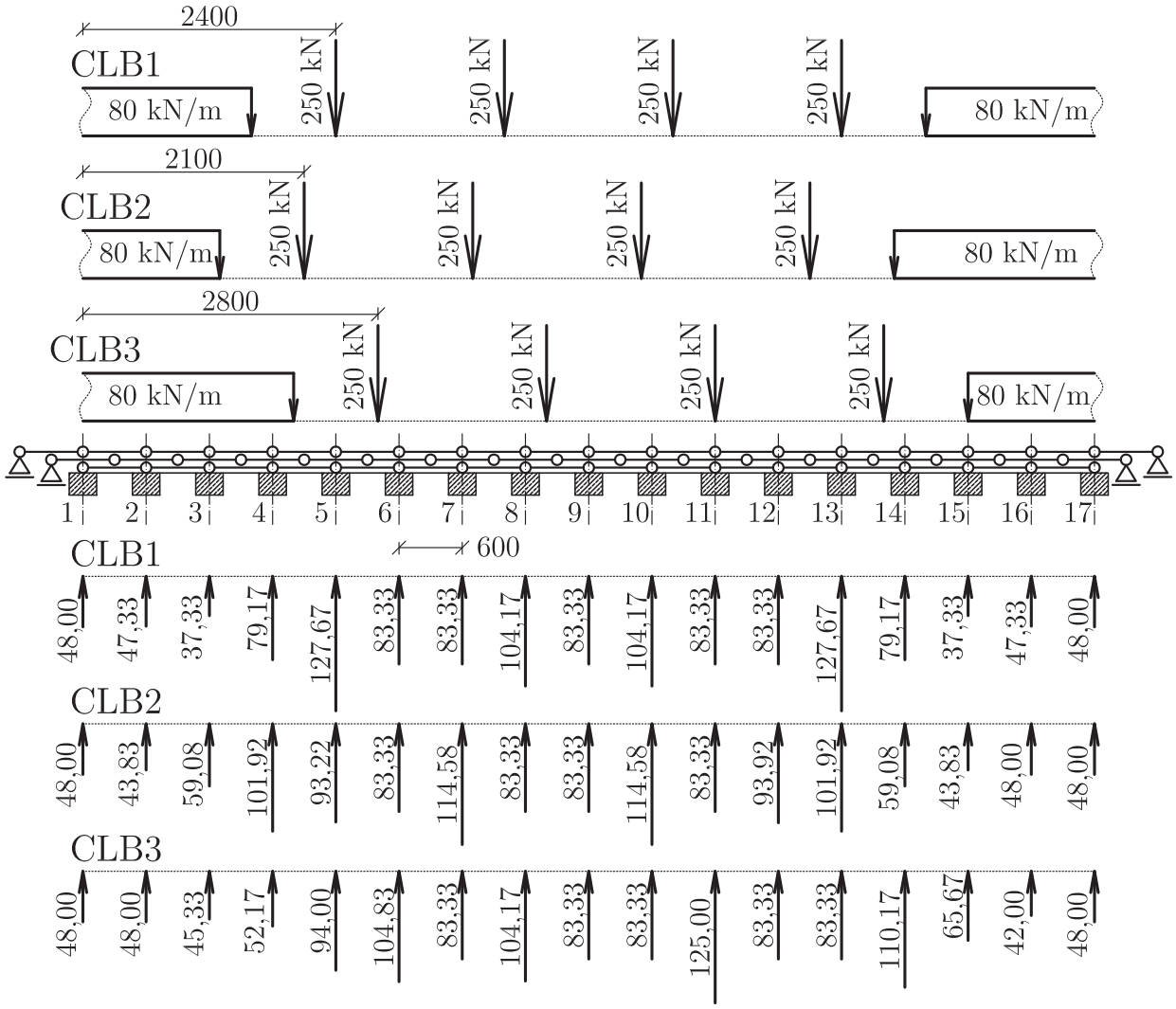
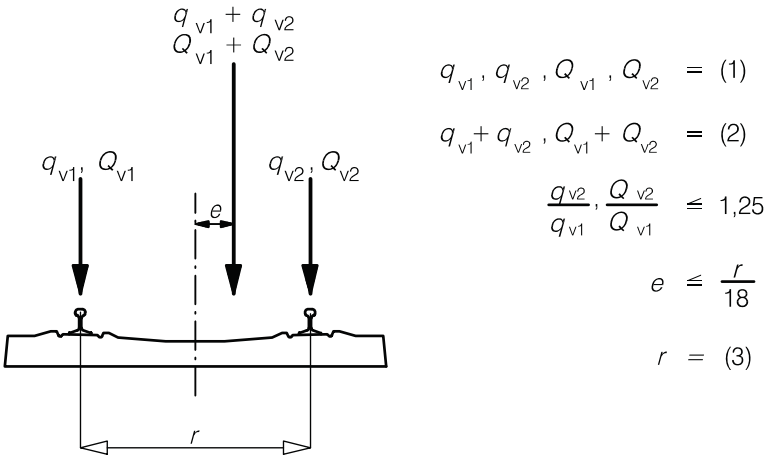


Abbildung 6.5: Ermittlung der Verteilung der Schwellenkräfte (charakteristische Lastgebirge-CLB)aus LM71

Um eine ungleichmäßige Beladung von Güterwaggons rechnerisch zu berücksichtigen, ist nach [EN104] für die Nachweise der Tragfähigkeit (ULS) eine Exzentrizität anzusetzen, mit der die Vertikalkraft $Q_{v,k}$ an der Schwellenoberkante angreift. *Abbildung 6.6* zeigt die prinzipielle Darstellung. Bei Ansatz einer Spurweite von rund $r \approx 1500\,mm$ ergibt sich diese Exzentrizität zu:

$$e = \frac{1500}{18} = 83,3\,mm \tag{6.6}$$



Legende

(1) gleichmäßig verteilte Streckenlasten und Einzellasten auf jeder Schiene wie beschrieben
(2) LM71 (und SW/0 wenn erforderlich)
(3) Radabstand in Querrichtung

Abbildung 6.6: anzusetzende Exzentrizität der Vertikallasten [EN104]

Zusätzlich zu dieser Lastexzentrizität ist im österreichischen nationalen Anwendungsdokument [B1904] die Berücksichtigung einer Lagetoleranz des Gleises gefordert. Die Gleislage ist für alle Nachweise um $100\,mm$ aus der Tragwerksachse verschoben anzunehmen.

Zur Ermittlung jener Belastung, die direkt an der Deckblech- Oberkante angreift, kann nach [EN104] ein Lastausbreitwinkel von 1 : 4 durch das Schotterbett angenommen werden. Der Lastausbreitwinkel in der Konstruktion bis zur Achse der Platte wird mit 1 : 1 angenommen. *Abbildung 6.7* zeigt die Ermittlung der Belastungsbreiten in der Mittelachse der SCSC-Platte. Offenkundig beeinflusst die angesetzte Schotterbetthöhe diese Breiten. *Abbildung 6.7* zeigt, wie bereits erwähnt, dass der betrachtete Plattenstreifen der Breite von $1000\,mm$ von je zwei benachbarten Schwellen belastet wird. Die Ermittlung der ungünstigsten Belastung ergibt sich aus *Abbildung 6.5* zu $Q_{v,k} = 211\,kN$. Da die Ausbreitwinkel bei Ansatz der maximalen Schotterhöhe eine $1000\,mm$ übersteigende Breite ergeben, liegt hier die Annahme von $Q_{v,k} = 211\,kN$ auf der sicheren Seite. Auf die Berücksichtigung der ungleichmäßigen Verteilung in Brückenlängsrichtung, also in Querrichtung der SCSC- Platte, wird im vorliegenden Beispiel im Gegenzug verzichtet.

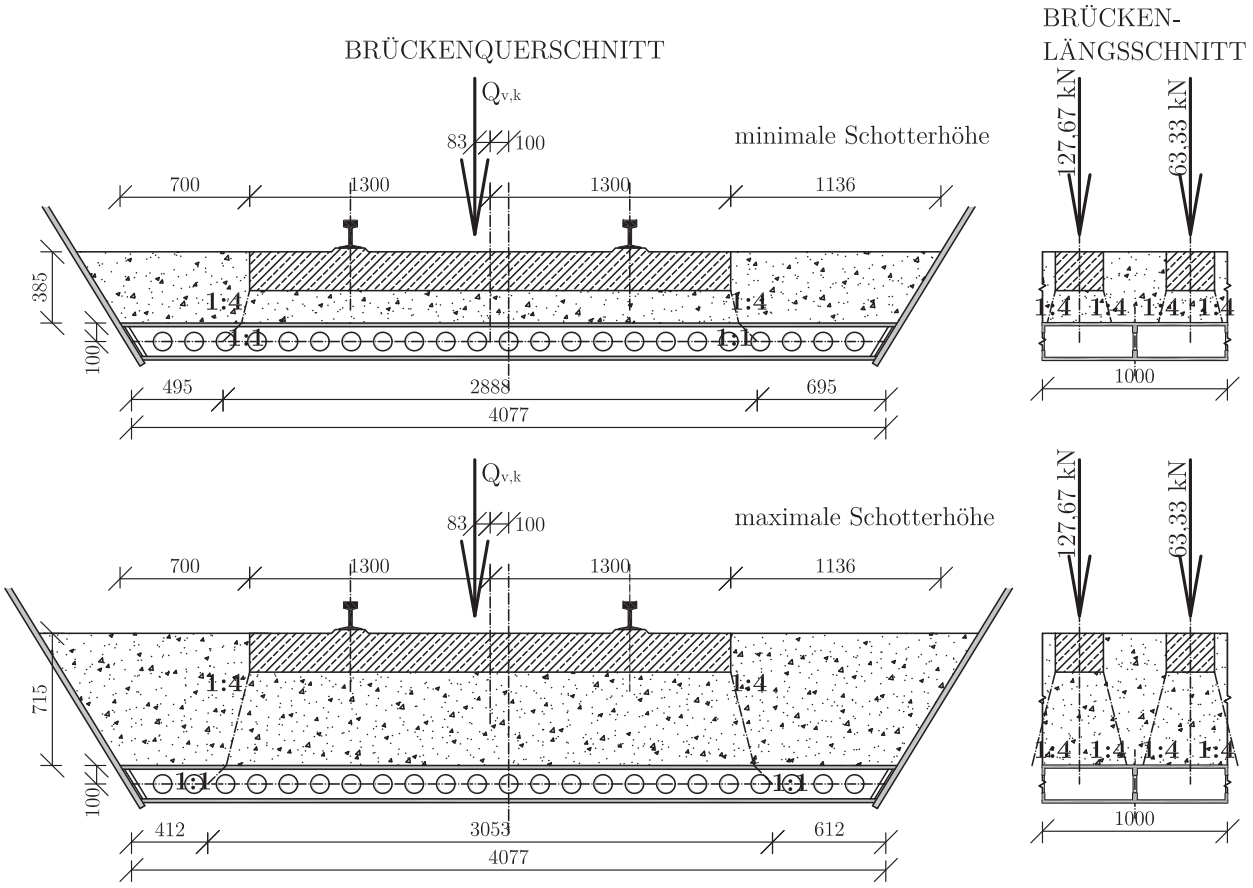


Abbildung 6.7: Lastverteilung durch das Schotterbett- lokale Fahrbahnbelastung

Tabelle 6.5 fasst alle einwirkenden Streckenlasten der einzelnen Lastfälle zusammen. Es wird in minimale und maximale Schotterbetthöhe, sowie in ULS und FLS unterschieden. Zweitere Unterteilung ist notwendig, da die Gesamtexzentrizität e der Last für die Nachweise der beiden Grezzustände differiert.

	Schotter	b	e	$Q_{v,k}$	$M_{v,k}$	$q_{li,k}$	$q_{re,k}$	x_{li}	x_{re}
	[-]	$[mm]$	$[mm]$	$[kN]$	$[kNm]$	$[kN/m]$	$[kN/m]$	$[mm]$	$[mm]$
ULS	min	2888	183	211	17,50	85,62	60,43	495	3383
	max	3053	183	211	17,50	80,35	57,81	412	3465
FLS	min	2888	100	211	0,00	73,03	73,03	495	3383
	max	3053	100	211	0,00	69,08	69,08	412	3465

Tabelle 6.5: Zusammenstellung der charakteristischen Streckenlasten aus Lastmodell LM71

6.3.3 Zusammenstellung der Lastwerte für das Berechnungsprogramm

In *Tabelle 6.6* werden nochmals die charakteristischen Belastungsgrößen in jener Form zusammengefasst, in der die Eingabe in das Programmodul *SCSC_Load* erfolgt. In der Tabelle

sind zudem sowohl die Nummerierung als auch die Bezeichnung der einzelnen Lastfälle vermerkt.

LF-Nr.	t	$E_{c,zugeh.}$	LF-Bez.	$q_{i,1}$	$q_{i,2}$	$x_{i,1}$	$x_{i,1}$
	[-]	$[N/mm^2]$	[-]	$[kN/m]$	$[kN/m]$	$[mm]$	$[mm]$
11	0	33000	st. Lasten-min. Schotter	16,58	16,58	0	4080
12	∞	13520	st. Lasten-min. Schotter	16,58	16,58	0	4080
21	0	33000	st. Lasten-max. Schotter	24,47	24,47	0	4080
22	∞	13520	st. Lasten-max. Schotter	24,47	24,47	0	4080
31	0	33000	LM71-min. Schotter-e100	73,03	73,03	495	3383
32	0	33000	LM71-min. Schotter-e183	85,62	60,43	495	3383
41	0	33000	LM71-max. Schotter-e100	69,08	69,08	412	3465
42	0	33000	LM71-max. Schotter-e183	80,35	57,81	412	3465

Tabelle 6.6: Eingabewerte der Einzellastfälle in *SCSC_Load*

6.3.4 Beiwerte zur Anpassung der Verkehrslasten

Da es sich beim Lastmodell LM71 um ein rein hypothetisches Rechenmodell der veränderlichen Lasten aus Eisenbahnverkehr handelt, bedarf es, je nach betrachtetem Grenzzustand, noch der Anpassung mittels diverser Faktoren.

- Der Klassifizierungsfaktor α passt die Lasten aus LM71 an die tatsächlich zu erwartenden Eisenbahnlasten an. Er ist nach [B1904] in Österreich für ULS- Nachweise durchwegs mit $1,21$ festgelegt.

- Über den dynamischen Beiwert ϕ kann die Erhöhung der Schnittgrößen zufolge einer dynamischen Belastungsaufbringung näherungsweise über statische Ersatzlasten erfasst werden. Er ist sowohl für ULS- als auch für SLS- Nachweise zu verwenden. ϕ wird nach [EN104] abhängig von der maßgebenden Länge L_ϕ des zu betrachtenden Bauteils ermittelt. Diese Länge ergibt sich in Anlehnung an Fall 4.1 der Tabelle 6.2 aus [EN104] (Betonfahrbahnplatte bei Trogbrücken- Tragwirkung rechtwinklig zu den Hauptträgern) zu

  $$L_\phi = 2 \cdot l_{Sp} + 3\,m = 11,154\,m \tag{6.7}$$

  Nach [B1904] ist als dynamischer Beiwert, abgesehen von der Berechnung der Endquerträger, immer ϕ_2 anzusetzen. Dieser Beiwert wird wie folgt berechnet:

  $$\begin{aligned} \phi_2 &= \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \\ &= \frac{1,44}{\sqrt{11,154} - 0,2} + 0,73 \\ &= 1,279 \end{aligned} \tag{6.8}$$

- Über die λ- Beiwerte werden reale Lastenzüge der Vertikallasten in eine schadensäquivalente Schwingbreite von Spannungen aus LM71 und $2E6$ Lastwechsel umgerechnet. Somit können die Spannungen, die sich aus den mit λ multiplizierten Werten ergeben, direkt mit dem jeweiligen Kerbfall des betrachteten Konstruktionsdetails verglichen werden. Die Ermittlung der λ- Beiwerte erfolgt nach [EN110] gemäß der folgenden Gleichung:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max} \tag{6.9}$$

  Dabei ist λ_1 ein Spannweitenbeiwert, der von Typ und Länge der Einflusslinie des betrachteten Bauteils und vom zugrunde liegenden Verkehr abhängt. Die Länge der Einflusslinie wird in Anlehnung an die querorientierte orthotrope Platte wie folgt abgeschätzt:

$$L = 2 \cdot \frac{e_{DL}}{2} + 3\,m \approx 4\,m \tag{6.10}$$

  Diese Vorgehensweise ist als konservative Annahme zu verstehen, die mangels genauerer Kenntnisse gewählt wird. Für einen tatsächlichen Einsatz der SCSC- Platte in einer Eisenbahnbrücke sind jedenfalls genauere Untersuchungen zur Absicherung der Einflusslininenlänge L notwendig. Nach Tabelle 9.4 aus [EN110] ergibt sich für die hier gewählte Länge unter Zugrundelegung von „Schienenverkehr mit 25-t-Achsen“ ein λ_1 Beiwert von $1,16$. Die Beiwerte λ_2 zur Berücksichtigung der Verkehrsstärke, λ_3 zur Anpassung an die geplante Nutzungsdauer und λ_4 für mehrgleisige Tragwerke ergeben sich im vorliegenden Fall alle zu $1,0$. Somit ergibt sich für den Beiwert $\lambda = 1,16 \leq \lambda_{max} = 1,4$.

6.4 Berechnung, Überlagerung und Nachweise

Nach der Definition des Modells und seiner Geometrie, der Materialien und sämtlicher Belastungen kann die Schnittgrößen- und Spannungsermittlung mit dem Programm *SCSC_ElVerb* lastfallweise durchgeführt werden. Aus dem Berechnungsprogramm werden die Spannungs- und Durchbiegungsverläufe exportiert und im Tabellenkalkulationsprogramm entsprechend der Vorgaben der Eurocodes überlagert. In den folgenden Abschnitten sind die Nachweise auf Basis der so errechneten Verläufe von Kräften und Spannungen geführt.

6.4.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die ständigen Lasten mit den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1,35$ zu vergrößern. Auf Verkehrslasten aus LM71 sind neben dem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,45$ auch die Faktoren $\alpha = 1,21$ und $\phi = 1,279$ anzuwenden. Insgesamt ergibt sich somit der Faktor von $\gamma_Q \cdot \alpha \cdot \phi = 2,243$, mit dem die charakteristischen Einwirkungen aus LM71 zu vergrößern sind. Auf der Widerstandsseite wird für den Werkstoff Stahl ein Materialteilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{M,0} = 1,00$ und für den Werkstoff Beton ein Materialteilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,50$ berücksichtigt.

	ULS- LASTFALLFAKTOREN					
Name	LF11	LF12	LF21	LF22	LF32	LF42
t0_minSch_e183	1,35	0	0	0	2,243	0
t0_maxSch_e183	0	0	1,35	0	0	2,243
too_minSch_e183	0	1,35	0	0	2,243	0
too_maxSch_e183	0	0	0	1,35	0	2,243

Tabelle 6.7: Lastfallkombinationen ULS mit Lastfällen aus *Tabelle 6.6*

In *Tabelle 6.7* sind jene Lastfallkombinationen zusammengefasst, die für den ULS- Nachweis in Frage kommen. In den Diagrammen des folgenden Abschnitts werden die Bezeichnungen aus der Spalte *Name* verwendet.

6.4.1.1 Auswertung der Spannungsverläufe

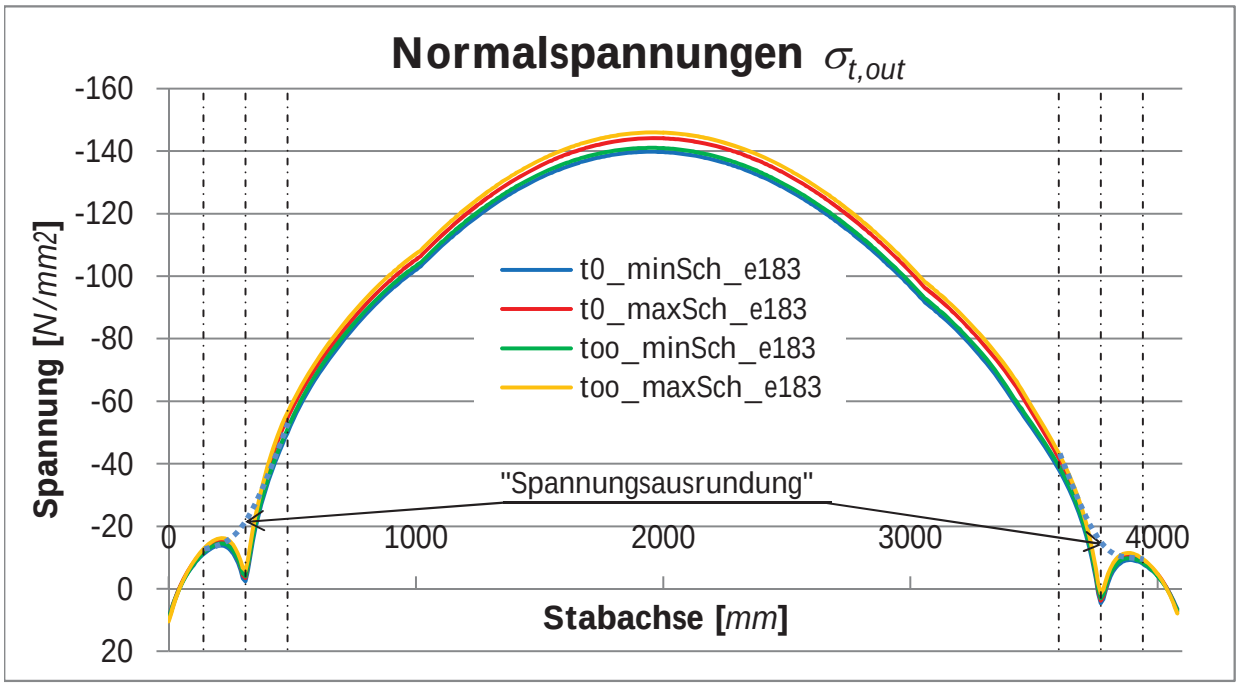


Abbildung 6.8: Verläufe der äußeren Deckblechspannungen auf ULS- Lastniveau

Die *Abbildungen 6.8* und *6.9* zeigen die Verläufe der äußeren Deckblechspannungen $\sigma_{t,out}$ und $\sigma_{b,out}$ über die Stützweite für die Lastfallkombinationen aus *Tabelle 6.7*. Die Spannungsbezeichnungen stimmen dabei mit der Definition aus *Abbildung 5.65* überein. Es handelt sich also um jene Spannungen, die an den außen liegenden Deckblechen jeweils in der Achse der Dübelleisten errechnet werden. Erwartungsgemäß sind die Stahlspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ betragsmäßig etwas größer als zum Zeitpunkt $t = 0$. Die Minimal- und Maximalspannungen treten bei $x = 1960\,mm$ auf. Sie betragen für den oberen Teilquerschnitt

$-146\,N/mm^2$ und für den unteren Teilquerschnitt $169\,N/mm^2$. Die Ausnutzung der Deckbleche bezüglich des Tragfähigkeitsnachweises liegt somit bei rund $40-50\%$.

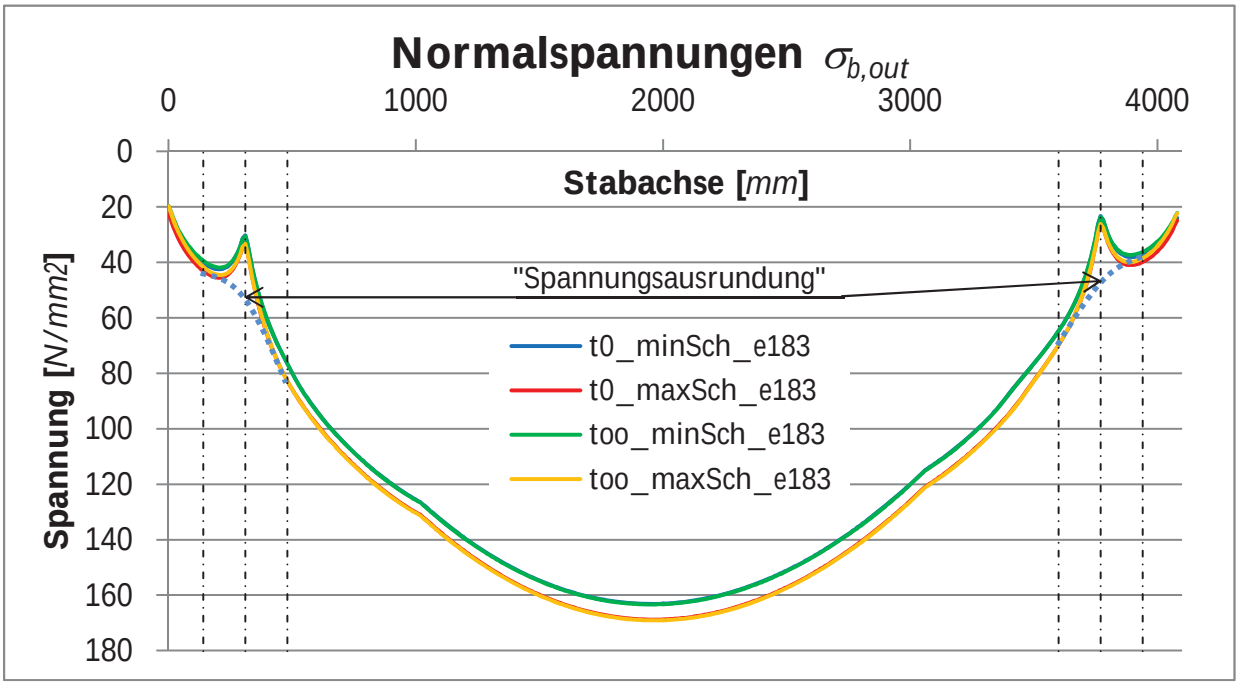


Abbildung 6.9: Verläufe der äußeren Bodenblechspannungen auf ULS- Lastniveau

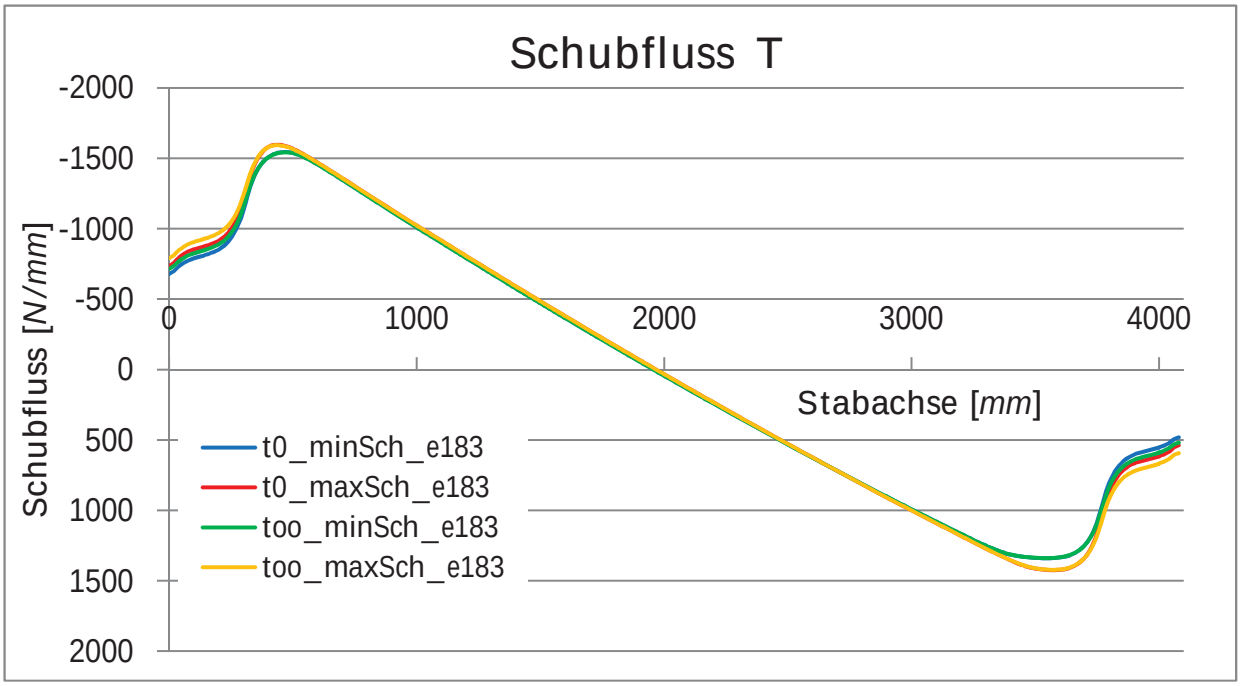


Abbildung 6.10: Verläufe des Schubflusses zwischen Blech und Dübelleiste auf ULS- Lastniveau

Abbildung 6.10 zeigt den Verlauf des Schubflusses, der aus der Einleitung der Kopplungskräfte zwischen oberem und unterem Teilquerschnitt entsteht. Der Minimalwert des Schubflusses

beträgt $-1594\,N/mm$ bei $x = 440\,mm$. Aus dem Schubfluss kann zunächst die erforderliche Schweißnahtdicke zum Anschluss der Dübelleisten an die äußeren Bleche ermittelt werden. Die Berechnung erfolgt nach [EN105a], Kapitel 4.5.3.3. Als rechnerisch erforderliche Mindestschweißnahtdicke ergibt sich auf Traglastniveau nach (6.12) eine Doppelkehlnaht mit je $a = 3,5\,mm$.

$$f_{vw,Rd} = \frac{\frac{f_u}{\sqrt{3}}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{\frac{510}{\sqrt{3}}}{0,9 \cdot 1,25} = 261,7\,N/mm^2 \tag{6.11}$$

$$a_{erf} = \frac{1}{2}\frac{T_{Ed}}{f_{vw,Rd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1594}{261,7} = 3,05\,mm \tag{6.12}$$

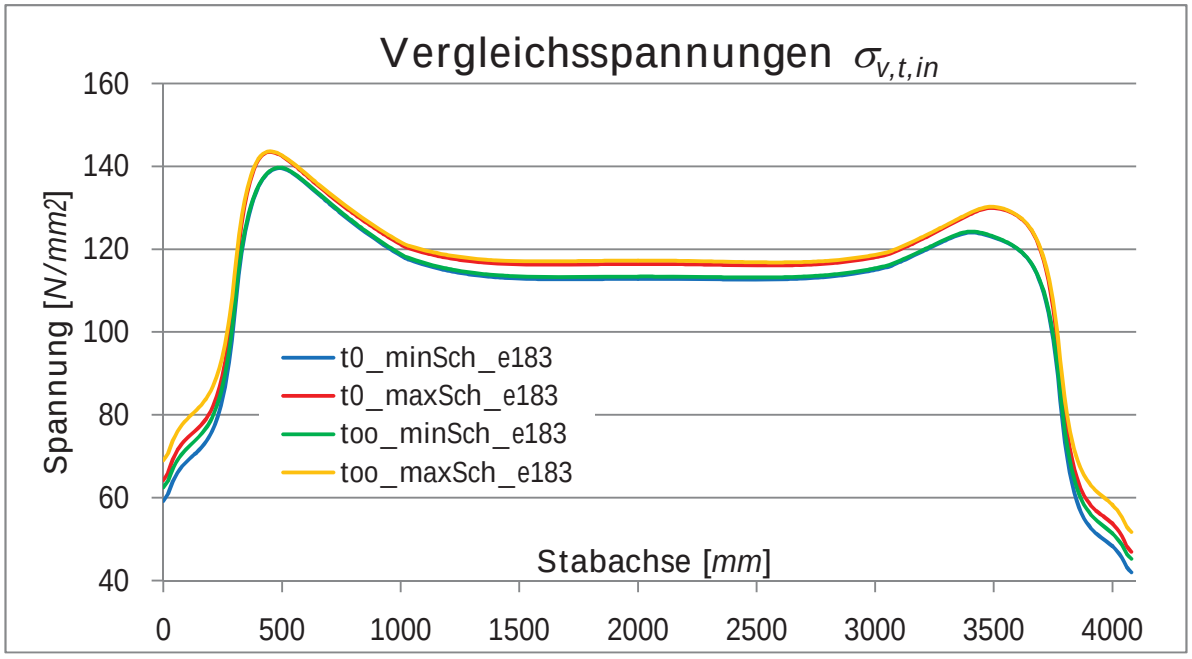


Abbildung 6.11: Verläufe der Vergleichsspannungen an der oberen Randfaser der Dübelleiste des oberen Teilquerschnitts auf ULS- Lastniveau

Wird der Schubfluss T_{Ed} durch die Blechdicke der Dübelleiste dividiert, ergibt sich die Schubspannung die dort an der oberen Randfaser auftritt. Somit kann durch die Anwendung der Fließhypothese von Huber- Hencky, von Mises die Vergleichsspannung an dieser Faser, die auch der unteren Randfaser des Deckblechs entspricht, bestimmt werden. Die sich so ergebenden Verläufe der Vergleichsspannungen sind in den *Abbildungen 6.11* und *6.12* dargestellt. Der Maximalwert ergibt sich an der Stelle $x = 460\,mm$ zu $\sigma_{v,b,in,max} = 153\,N/mm^2$ und liegt somit unter dem Materialwiderstand von $f_{y,Rd} = 355\,N/mm^2$.

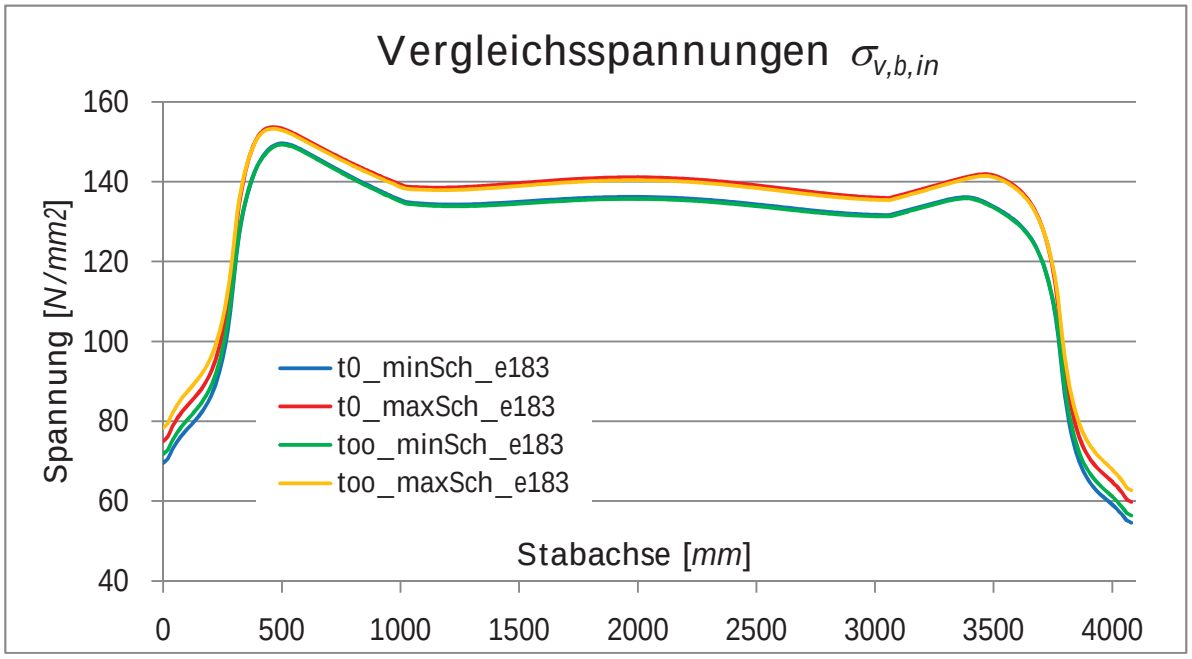


Abbildung 6.12: Verläufe der Vergleichsspannungen an der unteren Randfaser der Dübelleiste des unteren Teilquerschnitts auf ULS- Lastniveau

6.4.1.2 Nachweise der liegenden Druckdiagonalen

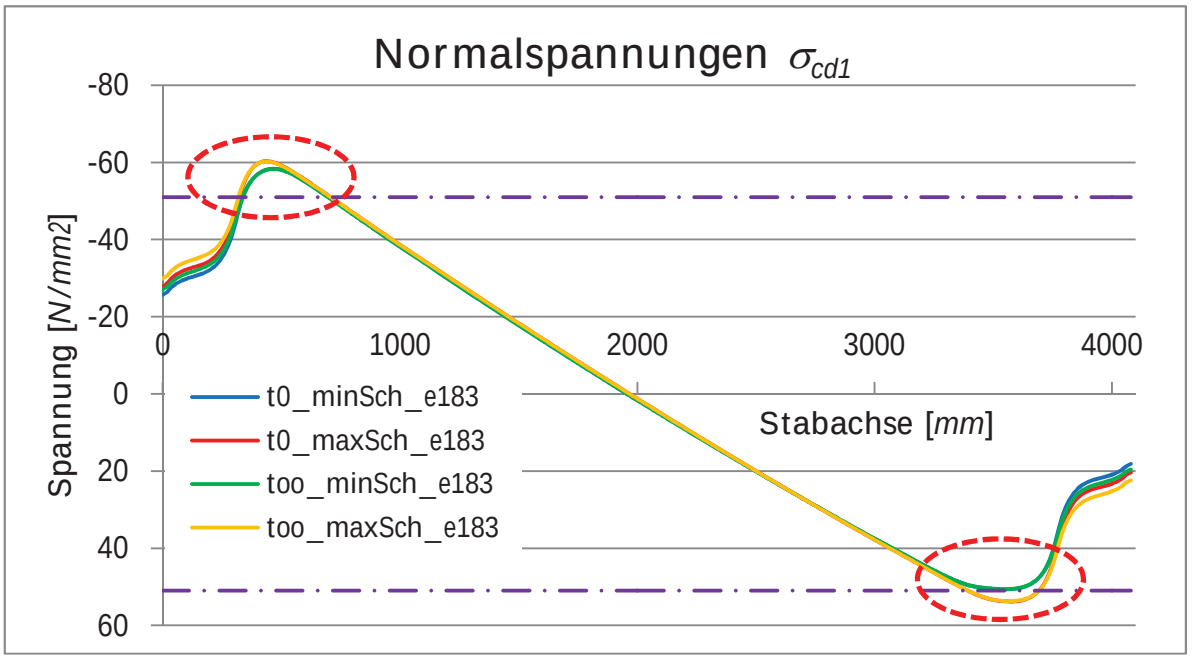


Abbildung 6.13: Verläufe der Druckdiagonalenspannungen am Anschluss zur Dübelleiste auf ULS- Lastniveau

Die Beanspruchung der Druckdiagonalen zur Kopplung der Teilquerschnitte wird an der Stelle der Diagonalenanschlüsse zum Fluidbereich an der Dübelleistenkante sowie im un-

gestörten Regelbereich der Diagonalen untersucht. *Abbildung 6.13* zeigt die Verläufe der Spannungen $\sigma_{cd,1}$, die im Bereich der Lasteinleitung in die Dübelleiste auftreten. Als horizontale, violette, strichpunktierte Linie ist jene Spannung eingetragen, die sich nach der Teilflächenbelastung aus [EN111] als zulässiger Widerstand ergibt. Der Faktor, um den die Spannungen auf der Widerstandsseite erhöht werden können, wird aus der Diagonalengeometrie aus *Abbildung 6.14* berechnet und ergibt sich zu:

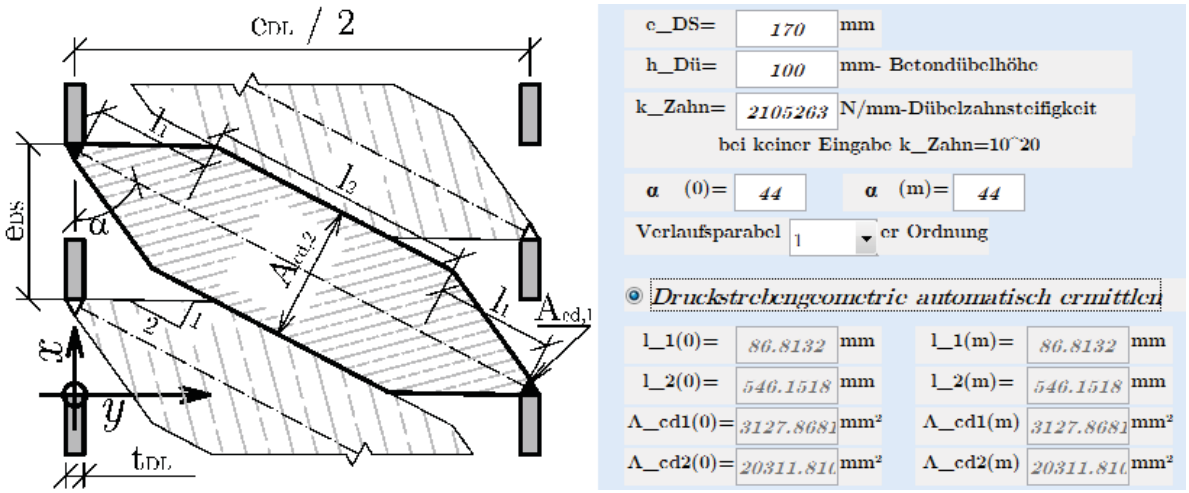


Abbildung 6.14: Automatisch ermittelte Diagonalengeometrie aus SCSC_QS_Fed

$$\sqrt{\frac{A_{cd,2}}{A_{cd1}}} = \sqrt{\frac{20312}{3128}} = 2,55 \tag{6.13}$$

Wie in *Abbildung 6.13* ersichtlich ist, werden die so errechneten, zulässigen Spannungen des Widerstands in den gekennzeichneten Bereichen örtlich überschritten. Daher ist zu untersuchen, ob durch eine Vergrößerung der Fluidbereiche in diesen Trägerabschnitten die rechnerische Einhaltung der zulässigen Spannungen $f_{Rd,u}$ möglich ist.

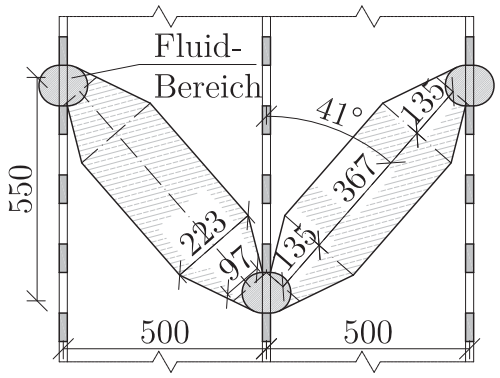


Abbildung 6.15: maximal mögliche Ausbreitung des Fluid- Bereichs am Anschluss der Druckdiagonalen zur Dübelleiste, Typ A

Abbildung 6.15 zeigt eine mögliche Konfiguration der Strebengeometrie, bei der der Fluidbereich über den gesamten Lochbereich der Dübelleiste ausgebreitet ist. Diese Geometrie kann

somit als Grenzwert der maximal möglichen Ausbreitung des Fluidbereichs verstanden werden. Unter Zugrundelegung dieser Geometrie und der Betondübelhöhe von $h_{Due} = 100\,mm$ ergeben sich die Diagonalen-Querschnittsflächen zu:

$$A_{cd1} = 97 \cdot 100 = 9700\,mm^2 \tag{6.14}$$

$$A_{cd2} = 223 \cdot (200 - 2 \cdot 14) = 38356\,mm^2 \tag{6.15}$$

Aus dem Minimalwert des Schubflusses $T_{Ed,min} = -1594\,N/mm^2$ bei $x = 440\,mm$ kann nach Formel (5.96) die minimale Spannung $\sigma_{cd,1,min}$ errechnet werden.

$$\sigma_{cd,1,min} = \frac{\frac{T_{Ed,min} e_{DS}}{2\cos(\alpha)}}{A_{cd,1}} = \frac{\frac{-1594 \cdot 170}{2\cos(41)}}{9700} = 18,51\,N/mm^2 \tag{6.16}$$

Der Absolutbetrag dieser Spannung liegt unter $f_{c,Rd} = 20\,N/mm^2$. Der Nachweis ist somit bereits ohne Vergrößerung der widerstehenden Spannungen zufolge Teilflächenbelastung möglich. Eine Neuberechnung der Schnittgrößen und Spannungen mit der Diagonalengeometrie nach *Abbildung 6.15* wäre möglich. Da damit jedoch die Koppelfedersteifigkeiten auf der gesamten restlichen Trägerlänge überschätzt würden, wird auf diese Vorgehensweise verzichtet.

In *Abschnitt 3.5.3* wird gezeigt, dass bei den Laboruntersuchungen nach der Bauteilbelastung, die über der plastischen Traglast der Plattenelemente lag, keine Gefügezerstörung des Betons im Bereich der Dübelleistenfreischnitte erkennbar war. Auf Grund dieser Tatsache kann die hier vorgenommene Grenzwertbetrachtung für die getestete Dübelleistendicke von $20mm$ als versuchstechnisch abgesichert angesehen werden. Andererseits ist eine Modellbildung zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens der hoch beanspruchten Betonbereiche in unmittelbarer Nähe der Stahldübelkante tatsächlich nur möglich, wenn die Last, die an dieser Stelle zum Versagen des Gefüges führt, bekannt ist. Es wird daher ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die hier gezeigte Modellbildung nicht ohne weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen auf dünnere Dübelleisten extrapolierbar ist.

Abbildung 6.16 zeigt eine Darstellung des Verlaufs der Druckdiagonalenspannungen $\sigma_{cd,2}$ über die Trägerachse. Dies sind die gleichmäßig, über den gesamten Betonkern verteilten Spannungen im Regelbereich der Diagonalen. Aus der Abbildung ist ersichtlich, dass der Kernbeton dort mit einem Minimalwert von $\sigma_{cd,2,min} = -9,27\,N/mm^2$ bei $x = 440\,mm$ auf Traglastniveau lediglich zu rund 46% ausgenutzt ist.

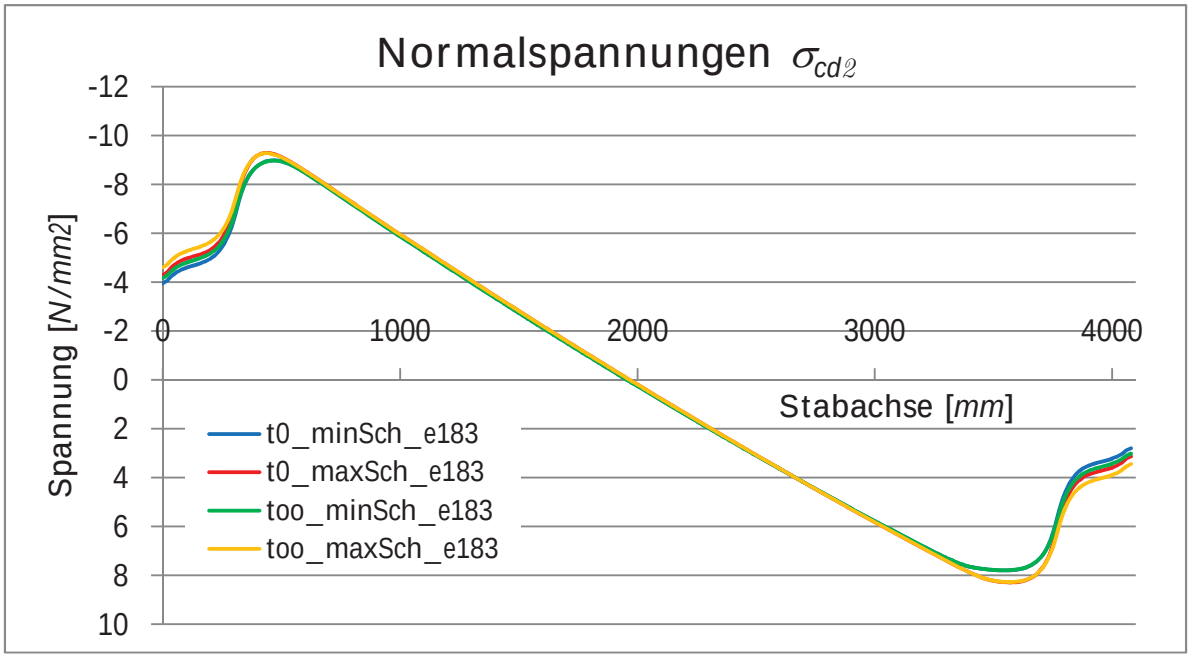


Abbildung 6.16: Verläufe der Druckdiagonalenspannungen im Regelbereich auf ULS- Lastniveau

6.4.1.3 Nachweise des Sprengwerks

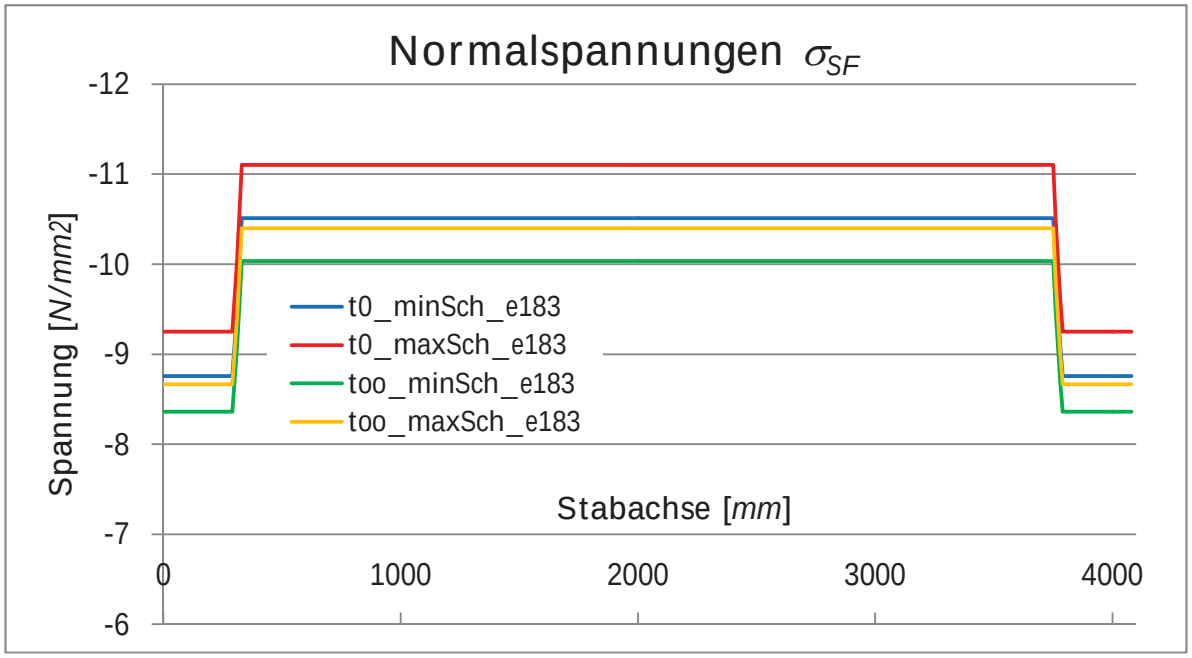


Abbildung 6.17: Verläufe der Sprengwerksdiagonalenspannungen auf ULS- Lastniveau

Im Rahmen der Schnittgrößenermittlung mit dem Programm *SCSC_ElVerb* werden die Querschnittsflächen des Sprengwerks in Anlehnung an die Erkenntnisse aus *Abschnitt 5.3.5* mit

den in *Tabelle 6.3* angegebenen Werten angenommen. *Abbildung 6.17* zeigt die Diagonalenspannungen, die sich aus dieser Steifigkeitsverteilung ergeben. In dieser Abbildung ist deutlich zu erkennen, dass sich das Sprengwerk durch Kriecheffekte der Mitwirkung am Lastabtrag entzieht. Die Minimalspannungen ergeben sich für die maximale Schotterbetthöhe zum Zeitpunkt $t = 0$.

Aus diesen Spannungen und den angesetzten Querschnittflächen lassen sich die Diagonalenkräfte berechnen. In *Tabelle 6.8* sind die Spannungen, Flächen und Kräfte der rechnerischen Diagonalenstäbe zusammengefasst.

Stab	A_{SF} $[mm^2]$	σ_{SF} $[N/mm^2]$	N_{SF} $[kN]$
1	40000	-9,25	-370
2	30000	-11,10	-332

Tabelle 6.8: Zusammenstellung der Flächen, Kräfte und Spannungen im Rechenmodell des Sprengwerks

Zur Nachweisführung muss sichergestellt werden, dass die am idealisierten System ermittelten Sprengwerkskräfte einerseits in physischen Druckdiagonalen aufgenommen und andererseits in die Stahlteile eingeleitet werden können. Dazu wird das in *Abschnitt 5.3.3.2* vorgestellte, dreidimensionale Modell des Sprengwerks herangezogen.

Die Berechnung der Sprengwerkskräfte erfolgt einerseits anhand eines Zweistabmodells, das in RStab [Dlu09b] erstellt wurde und andererseits zum Vergleich in einer Überschlagsrechnung mit vereinfachten Annahmen. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse wird zeigen, dass die Stabkraftermittlung unter Zugrundelegung diverser vereinfachenden Annahmen ausreichend genaue Ergebnisse liefert. *Abbildung 6.18* zeigt die der folgenden Modellbildung zugrunde gelegte Sprengwerksgeometrie inklusive der Bezeichnung der verwendeten Stäbe.

Das obere Teilbild zeigt links das idealisierte System, das zur Ermittlung der Schnittgrößen im Programm *SCSC_ElVerb* angewendet wird. Auf der rechten Seite ist das in Anlehnung an das in *Abschnitt 5.3.3.2* vorgestellte Modell aufgelöste System dargestellt. Dabei wird die Diagonale SF1 durch die drei Diagonalenpaare SF1-1 bis SF1-3, deren Einzelstäbe sowohl in der $x - z$ als auch in der $y - z$ Ebene geneigt sind, ersetzt. Die Diagonalenflächen der Schenkel jedes dieser Diagonalenpaare wird mit $70\,cm^2$ angenommen. Somit ergibt sich für die Summe dieser Flächen mit $6 \cdot 70 = 420\,cm^2$ wiederum in etwa der zur Schnittgrößenermittlung angenommene Wert von $A_{SF1} = 400\,cm^2$. Der Achsabstand der Einleitungspunkte in den oberen Teilquerschnitt ist in Anlehnung an den Achsabstand der Betondübel mit $170\,mm$ gewählt. Der Stab SF2 des idealisierten Modells wird durch zwei symmetrisch um die Stahldübelleiste angeordnete Stäbe SF2-1 ersetzt. Der Schnitt 2-2 zeigt die Neigung der Sprengwerksschenkel SF1-1 bis SF1-3 in der $y - z$ Ebene. Der Abstand der Fußpunkte der Schenkel wird dabei so gewählt, dass sich dazwischen jeweils gleiche Distanzen ergeben. Die weiteren Stäbe, die zur Erhaltung des Gleichgewichts notwendig sind, sind in der Abbildung eingetragen, jedoch nicht bezeichnet, da es sich dabei nur um gedankliche Hilfsstäbe handelt. Tatsächlich wird unterstellt, dass sich die Stabquerschnitte geometrisch so einstellen, dass sich die Diagonalen selbst an ihren Außenflächen aneinander abstützen können.

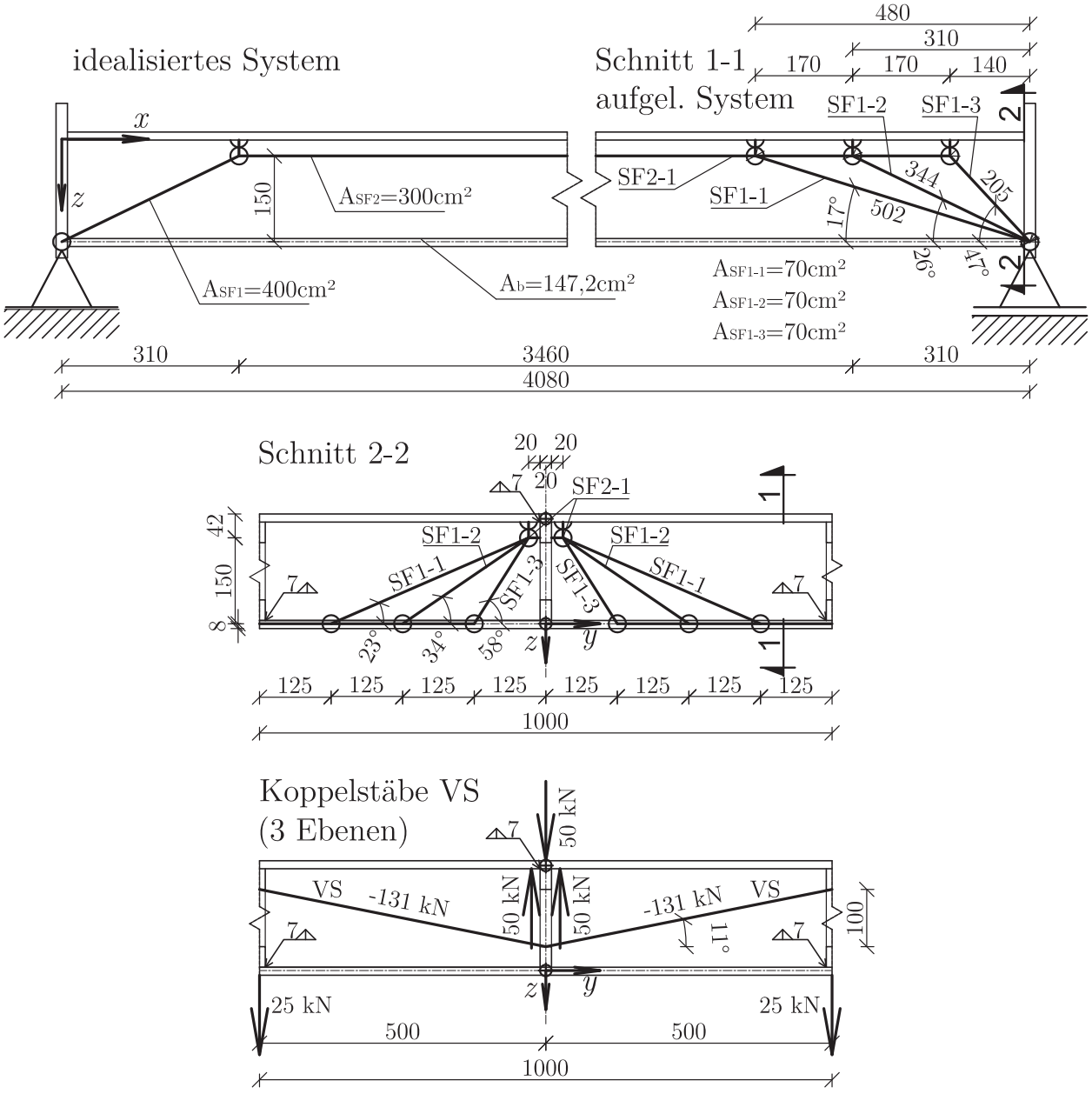


Abbildung 6.18: Geometrie des räumlich aufgelösten Sprengwerks

Die Schnittkraftermittlung des Sprengwerksmodells erfolgt zunächst mit einem Zweistabmodell nach den Vorgaben aus *Abschnitt 5.4* und einem Lamellenabstand von 10 mm. Das Sprengwerk wird in diesem Zweistabmodell mit der oben beschriebenen Geometrie als räumliches System modelliert. In *Tabelle 6.9* sind jene Stabkräfte zusammengestellt, die sich an diesem Zweistabmodell im ULS Zustand unter Ansatz der maßgebenden Lastkombination ergeben. Die ebenfalls angegebenen Spannungen werden durch Division der Stabkräfte durch die zugehörige Querschnittsfläche ermittelt.

Die einfachste Näherung zur überschlägigen Abschätzung der Sprengwerkskräfte ist die Aufteilung der Diagonalenkraft SF1 auf drei gleich große Kräfte der Größe $\frac{370}{3} \approx 183\,kN$, die

	SF1-1	SF1-2	SF1-3	SF2-1	
$N_{Zweistabmodell}$	-70,8	-76,9	-75,5	-160,8	$[kN]$
$\sigma_{Zweistabmodell}$	-10,1	-11,0	-10,8	-10,7	$[N/mm^2]$
N_{Approx}	-74	-73	-67	-156,5	$[kN]$
σ_{Approx}	-10,6	-10,4	-9,6	-10,4	$[N/mm^2]$
Abweichung	+4,5%	-5,1%	-11,3%	-3,0%	

Tabelle 6.9: Stabnormalkräfte und Spannungen des räumlich aufgelösten Sprengwerksystems

jeweils in achsialer Richtung der Schenkelpaare angreifen. *Abbildung 6.19* zeigt grafisch die Ermittlung der daraus resultierenden Normalkräfte der Stäbe SF1-1 bis SF1-3. Die Stabkraft N_{SF2-1} wird aus der Summe der Horizontalanteile der Schenkelpaare berechnet.

$$N_{SF2-1} = \frac{118 + 111 + 84}{2} = 156,5\,kN \tag{6.17}$$

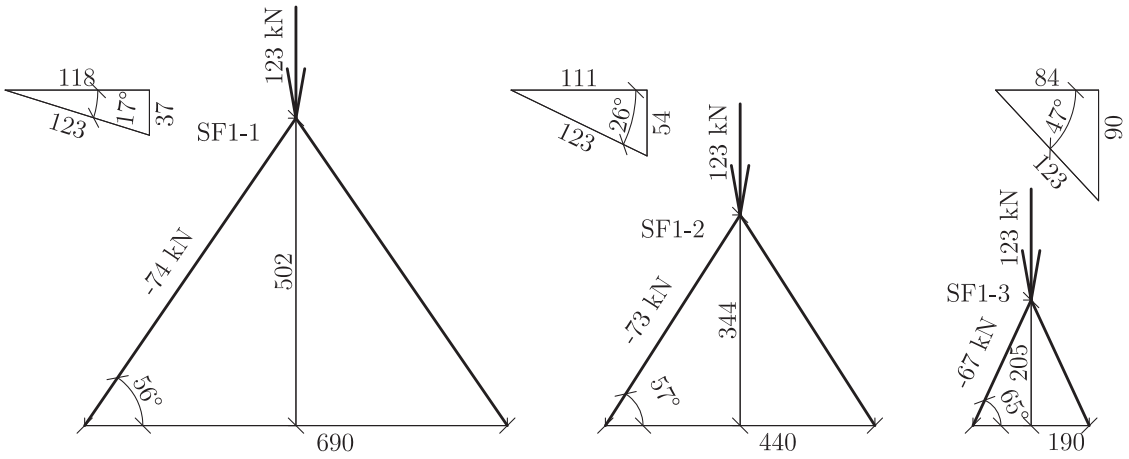


Abbildung 6.19: überschlägige Stabkraftermittlung der Sprengwerkstäbe- Index *Approx*

Wie *Tabelle 6.9* zeigt, ergeben die mit dieser sehr groben Näherung abgeschätzten und dem Index *„Approx“* gekennzeichneten Kraftgrößen relativ gute Anhaltswerte der Stabkräfte. Die maximale Abweichung von rund $11,5\%$ bei Stab SF1-3 liegt auf der unsicheren Seite. In Anbetracht der Vielzahl an idealisierenden Annahmen kann diese Abweichung jedoch durchaus als vertretbar bezeichnet werden. Dies wird zudem durch die Tatsache deutlich, dass auch die Stabkräfte im Zweistabmodell durch Variation der Querschnittsflächen der Sprengwerkstäbe beliebig beeinflusst werden können. Alle weiteren Nachweise des Sprengwerks beruhen auf den „genauen“ Kräften, die mit dem Zweistabmodell ermittelt wurden.

Zunächst wird die Einleitung der Vertikalkraftanteile aus den Sprengwerksschenkeln in den oberen Teilquerschnitt untersucht. Die schrägen Stäbe SF1-1 bis SF1-3 stützen sich dabei in der Kehle zwischen Dübelleiste und oberem Deckblech ab. Die Kraftanteile in x- Richtung werden über die Stäbe SF2-1 abgetragen und die Anteile in y- Richtung stehen mit jenen des jeweils anderen Schenkels im Gleichgewicht. Die Anteile in z- Richtung werden

über Deckblechquerbiegung in den Stahlquerschnitt eingeleitet. *Abbildung 6.20* zeigt diese Krafteinleitung schematisch.

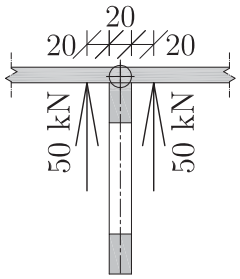


Abbildung 6.20: Lasteinleitung der vertikalen Sprengwerksanteile über Blechbiegung

Die Absolutgröße der maximalen einzuleitenden Vertikalkräfte beträgt nach *Abbildung 6.20* je $50\,kN$ und entspricht den Vertikalanteilen der Streben SF1-3. Diese Kraft ist gleich der vertikalen Auflagerreaktion derselben Streben. Sämtliche Auflagerkräfte sind weiter unten in *Abbildung 6.21* dargestellt. Aus dieser Abbildung ist zudem ersichtlich, dass die Streben SF1-3 jenes Schenkelpaar bilden, von dem der betragsmäßig größte Vertikalkraftanteil übertragen wird. Die Strebenbreite wird nach (6.18) aus der angenommenen Querschnittsfläche von $70\,cm^2$ und dem Abstand der Krafteinleitungspunkte von $170\,mm$ ermittelt. Die resultierende Vertikalkraft greift in der Schwerachse der Strebe SF1-3 an. Somit ergibt sich die Exzentrizität der Vertikalkraft zu $20\,mm$.

$$b_{SF1-3} = \frac{7000}{170} = 41,18 \approx 40\,mm \tag{6.18}$$

Das Moment im Anschnitt zur Dübelleiste wird nach (6.19) ermittelt. Als widerstehender Querschnitt steht das Deckblech in einer Breite von $170\,mm$ zur Verfügung. Somit wird das Widerstandsmoment nach (6.20) und die Deckblechspannungen nach (6.21) und (6.22) errechnet.

$$M_{Ed} = 50000 \cdot 20 \qquad = 1000000\,Nmm \tag{6.19}$$

$$W_y = = \frac{170 \cdot 14^2}{6} \qquad = 5553\,mm^3 \tag{6.20}$$

$$\sigma_{t,out,y,Ed} = -\frac{1000000}{5553} \qquad = -180\,N/mm^2 \tag{6.21}$$

$$\sigma_{t,in,y,Ed} = \frac{500000}{5553} \qquad = 180\,N/mm^2 \tag{6.22}$$

Aus *Abbildungen 6.8* ist ersichtlich, dass an der Stelle des Kraftangriffs von SF1-3, also an der Stelle $x = 140\,mm$, die äußere Deckblechspannung in x- Richtung $\sigma_{t,out,y,Ed} = -12\,N/mm^2$ beträgt. Die innere Deckblechspannung in x- Richtung liegt bei einem Wert von $\sigma_{t,in,y,Ed} = -11\,N/mm^2$. Somit kann die Vergleichsspannung an der ungünstigeren Faser ermittelt werden. Diese ist an der dem Beton zugewandten Seite des Deckblechs, da dort Druckspannungen in x- mit Zugspannungen in y- Richtung überlagert werden. Nach (6.23) liegt die

Vergleichsspannung an dieser Stelle unter dem Materialwiderstand von $f_y = 355\,N/mm^2$. Der Nachweis der Krafteinleitung ist somit erfüllt.

$$\begin{aligned}\sigma_{v,in,Ed} &= \sqrt{\sigma^2_{t,in,x,Ed} + \sigma^2_{t,in,y,Ed} - \sigma_{t,in,x,Ed}\sigma_{t,in,y,Ed}} \\ &= \sqrt{(-11)^2 + 180^2 + 12 \cdot 180} \\ &= 185\,N/mm^2 \end{aligned} \tag{6.23}$$

Um Vertikalkraftanteile aus der Sprengwerkswirkung auch in den unteren Stahlquerschnitt weiterleiten zu können, ist es notwendig, die Querschnitte *TOP* und *BOT* über Koppelstäbe VS zu verbinden. Diese Koppelstäbe greifen an den Rändern der Freischnitte der Stahldübelleisten an und sind im unteren Teilbild in *Abbildung 6.18* dargestellt. Aus der Geometrie ergeben sich an der Stelle der Krafteinleitung des Schenkelpaares SF1-3 die Stabkräfte der Koppelstäbe zu $N_{VS} = -131\,kN$. Unter Ansatz des maximalen Betonwiderstands von $f_{c,Rd} = 20\,N/mm^2$ kann die erforderliche Strebenfläche nach (6.24) ermittelt werden.

$$A_{VS,erf} = \frac{N_{VS}}{f_{c,Rd}} = \frac{131000}{20} = 6550\,mm^2 \tag{6.24}$$

Dies entspricht einem quadratischen Querschnitt mit einer Breite und einer Höhe von je rund $80\,mm$. Diese Fläche ist im Betonkern problemlos aktivierbar. An den Anschlusspunkten zu den Stahldübelleisten müssen die Querschnitte verjüngt werden. Die Vorgehensweise kann gleichartig erfolgen, wie sie bereits in *Abschnitt 6.4.1.2* eingehend erläutert wurde und wird an dieser Stelle daher nicht wiederholt.

Bei der hier gezeigten Modellbildung des zusätzlich unterstützenden Betonsprengwerks können die bei der Schnittgrößenermittlung entstehenden Momenten- und Normalkraftspitzen im Einleitungsbereich der Vertikalkomponenten von je einem auf je drei Einleitungspunkte pro Seite aufgeteilt werden. Somit entsteht eine Vergleichmäßigung der Spannungsspitzen in Kombination mit einer Reduktion der Absolutwerte der Spannungen im theoretischen Einleitungspunkt des Sprengwerks in den elastisch gekoppelten Balken. Diese Spannungsreduktion kann näherungsweise wie die Momentenausrundung, die im Betonbau über Zwischenauflagern üblich ist, behandelt werden. Diese Ausrundungen sind exemplarisch und qualitativ in den Spannungsverläufen der *Abbildungen 6.8* und *6.9* sowie der *Abbildungen 6.24* und *6.25* eingetragen und gekennzeichnet. Da die Einleitungsstellen der Sprengwerkskräfte im vorliegenden Beispiel jedoch bei keinem Nachweis bemessungsrelevant sind, wird hier auf eine vertiefende Untersuchung dieser „Spannungsausrundungen“ verzichtet.

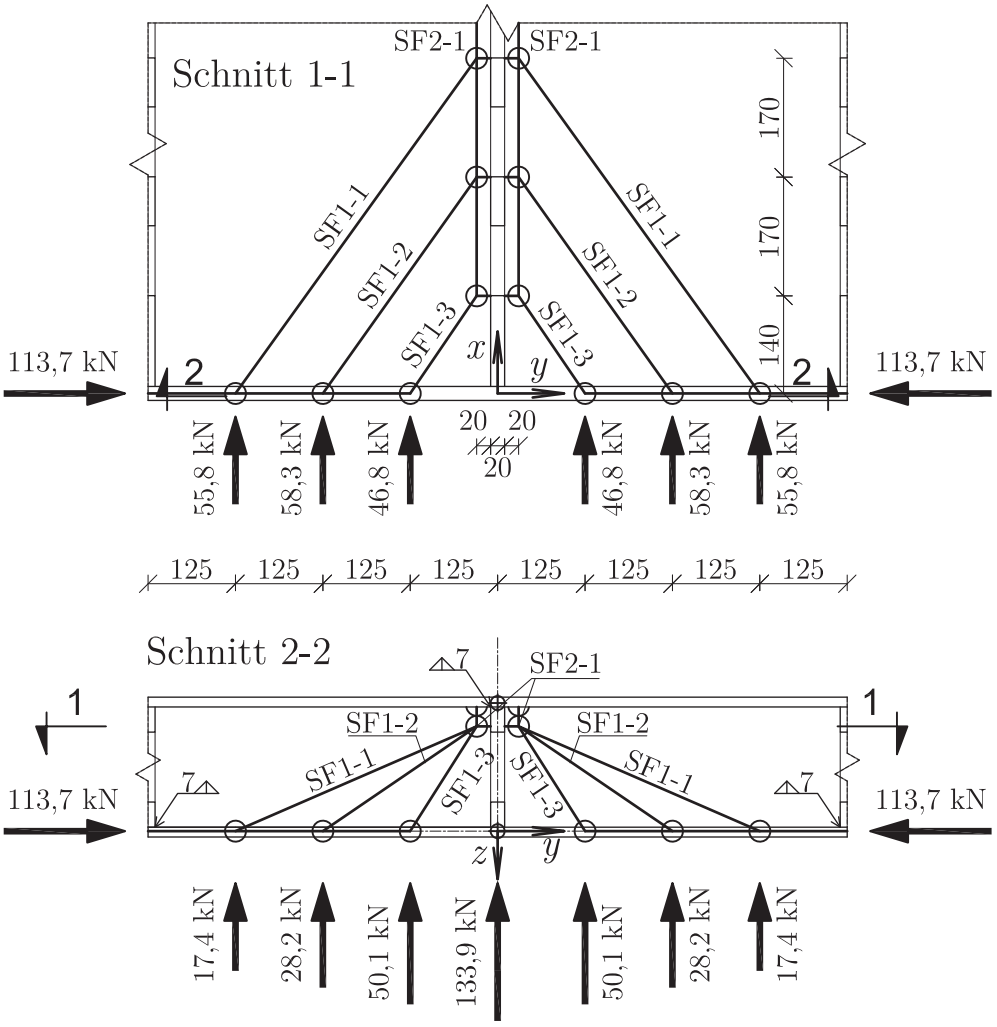


Abbildung 6.21: Auflagerkräfte des aufgelösten Sprengwerks

6.4.1.4 Lasteinleitung in die Hauptträger

Die Schweißnähte zum Anschluss der SCSC- Platte an die Hauptträger der Brückenkonstruktion übernehmen mehrere Funktionen. Zusätzlich zur reinen Übertragung des Schubflusses aus der Haupttragwirkung müssen über diese Schweißnähte die Vertikallasten der Fahrbahnplatte in das Primärtragwerk eingeleitet werden. Zudem ist die Naht zwischen dem unteren Bodenblech und dem Hauptträger durch den Horizontalschub der Sprengwerkswirkung beansprucht. Dieser Effekt wurde bereits in *Abschnitt 5.3.3.2* erläutert. In der vorliegenden, beispielhaften Nachweisführung wird die globale Tragwirkung des Brückentragwerks nicht untersucht. Daher sind die im Folgenden ermittelten notwendigen Schweißnahtdicken als jene Dicken zu verstehen, die alleine zur Übertragung der Kräfte aus der Quertragwirkung erforderlich sind. Zu diesen Schweißnahtstärken wären die erforderlichen Zugaben zur Übertragung des Schubflusses aus der Globaltragwirkung hinzuzuzählen.

Zunächst wird der Anschluss der vertikalen Kräfte an die Brückenhauptträger untersucht. Für den elastisch gekoppelten Balken wird unter der maßgebenden Belastung im Grenzzu-

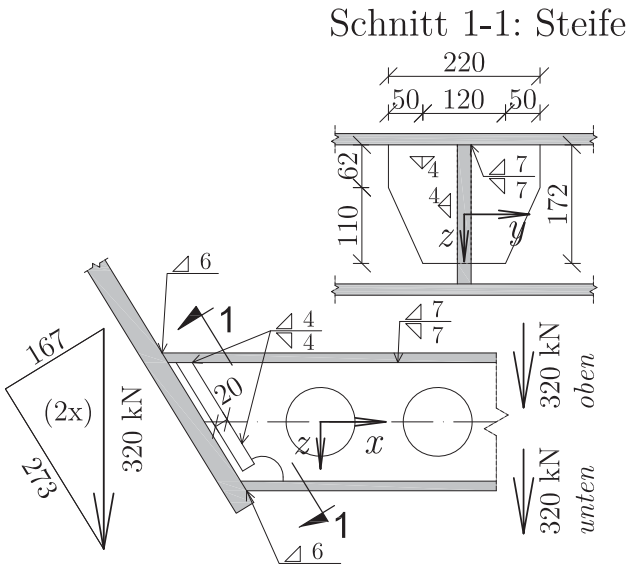


Abbildung 6.22: Auflagerdetail der Fahrbahnplattenkonstruktion

stand der Tragfähigkeit aus *Abbildung 6.21* die Summe aller vertikalen Auflagerkräfte zu $639,3\,kN$ errechnet. Diese Auflagerkraft wird zur Schweißnahtbemessung auf der sicheren Seite liegend nur den beiden Stahlteilquerschnitten zugewiesen. Die lastverteilende Wirkung des Sprengwerks wird für den gegenständlichen Nachweis nicht berücksichtigt, da die Tragfähigkeit des Systems auch bei einem Ausbleiben der Ausbildung dieses zusätzlich unterstützenden Systems gesichert sein muss. Der betrachtete Plattenstreifen von $1000\,mm$ Breite besteht aus je einem oberen und einem unterem Teilquerschnitt, die auf Grund der Gleichheit ihrer Steifigkeiten jeweils die halbe Kraft, also je $320\,kN$, übernehmen. Als Lasteinleitungsbreite wird mit $220\,mm$ die Länge der Einleitungssteife angesetzt. Die Steifengeometrie ist in *Abbildung 6.22* dargestellt.

Da die Endsteife parallel zum Hauptträgersteg liegt und somit zur z- Richtung geneigt ist, wird die resultierende vertikale Auflagerkraft in ihre Komponenten aufgeteilt. Damit können die Schweißnähte zwischen Dübelleiste und Endsteife, zwischen Endsteife und Deckblech sowie zwischen Deckblech und Hauptträgersteg bemessen werden.

Dübelleiste- Endsteife

$$\sigma_{vw,Ed} = \sqrt{\left(\frac{167000}{2a \cdot 172}\right)^2 + \left(\frac{273000}{2a \cdot 172}\right)^2} \leq f_{vw,Rd} = 261,7\,N/mm^2 \quad (6.25)$$

$$a_{erf} = 3,55\,mm \quad (6.26)$$

Endsteife- Deckblech

$$\sigma_{vw,Ed} = \frac{320000}{2a \cdot 220} \leq f_{vw,Rd} = 261,7\,N/mm^2 \quad (6.27)$$

$$a_{erf} = 2,78\,mm \quad (6.28)$$

Deckblech- Hauptträgersteg

$$\sigma_{vw,Ed} = \sqrt{\left(\frac{273000}{a \cdot 220}\right)^2 + \left(\frac{167000}{a \cdot 220}\right)^2} \leq f_{vw,Rd} = 261,7\, N/mm^2 \tag{6.29}$$

$$a_{erf} = 5,56\, mm \tag{6.30}$$

Für das untere (Boden-) Blech ist zusätzlich zur vertikalen Auflagerkraft die horizontale Zugkraft aus der Modellvorstellung des Sprengwerks zu überlagern. Da diese Horizontalkraft nur bei Zustandekommen einer Sprengwerkswirkung auftreten kann, wird an dieser Stelle für die Schweißnahtbemessung die Vertikalkraft nicht wie zuvor alleine den Stahlteilquerschnitten zugewiesen. In *Tabelle 6.10* sind die Dickenermittlungen der betreffenden Abschnitte der Schweißnaht für die drei Schenkelpaare zusammengestellt. Die einzelnen Spaltenwerte werden dabei wie folgt ermittelt:

Vertikalkraft in z- Richtung	V_{Ed}
Horizontalkraft in x- Richtung	H_{Ed}
Schubfluss in xz- Richtung	$T_\perp = \frac{V_{Ed}}{125}$
bezogene Normalkraft in xx- Richtung	$S_\perp = \frac{H_{Ed}}{125}$
bezogene Schweißnahtkraft	$S_{vw,Ed} = \sqrt{T_\perp^2 + S_\perp^2}$
erforderliche Nahtdicke	$a_{erf} = \frac{S_{vw,Ed}}{\sigma_{vw,Rd}}$

	V_{Ed} $[kN]$	H_{Ed} $[kN]$	$T_\perp$ $[N/mm]$	$S_\perp$ $[N/mm]$	$S_{vw,Ed}$ $[N/mm]$	a_{erf} $[mm]$
SF1-1	17,4	55,8	139,2	446,4	467,6	1,8
SF1-2	28,2	58,3	225,6	466,4	518,1	2,0
SF1-3	50,1	46,8	400,8	374,4	548,5	2,1
BOT	67	0	536	0,0	536,0	2,0

Tabelle 6.10: Schweißnähte zum Anschluss des unteren Bodenblechs an den Hauptträgersteg

Die Anschlüsse der Endsteifen sind mit der im Brückenbau üblichen Wahl einer Mindestschweißnahtstärke von $a = 4\, mm$ im ULS Zustand ausreichend tragfähig. Die Anschlussnähte zu den Hauptträgern des Brückentragwerks können konstruktionsbedingt nur einseitig angeordnet werden und sind zur gesicherten Übertragung der Vertikalkräfte mit $a = 6\, mm$ auszuführen. Die Halskehlnähte zwischen den Dübelleisten und den Deckblechen wären mit

einer Stärke von $a = 4\,mm$ ausreichend tragfähig. Im nächsten Abschnitt wird jedoch gezeigt, dass für die ausreichende Ermüdungssicherheit dieser Verbindungen eine Nahtstärke von $a = 7\,mm$ notwendig ist. Es sei nochmals darauf verwiesen, dass im Rahmen der vorliegenden Untersuchung kein Schubfluss aus globalen Querkräften der Haupttragwerkswirkung berücksichtigt wird.

6.4.2 Grenzzustand der Ermüdung (FLS)

Im Voraus wird an dieser Stelle festgehalten, dass die Treffsicherheit des Ingenieurmodells auf Basis des elastischen Verbunds für die Ermittlung von Ermüdungsspannungen noch anhand weiterer Versuche und Vergleichsrechnungen eingehend zu prüfen ist. Da im FLS- Nachweis der statische Satz nicht anwendbar ist, kommt der genauen Ermittlung der auftretenden Spannungen eine besondere Bedeutung zu. Im Folgenden wird daher die Ermüdung nur an jenen Fasern untersucht, für die die Modellergebnisse der Normalspannungen im vorigen Kapitel als hinreichend genau identifiziert wurden. Konkret sind dies die Spannungen $\sigma_{t,in}$ und $\sigma_{b,in}$ an den Stellen der Halskehlnähte zwischen den äußeren Blechen und den Stahldübelleisten. Ermüdungsnachweise, die die Leiste selbst betreffen, sind hier auf Grund mangelnder Forschungsergebnisse nicht geführt. Es ist zu erwarten, dass diese Nachweise insgesamt maßgebend werden. Die im vorliegenden Beispiel optimierten, äußeren Stahlbleche sind von den hier nicht geführten Ermüdungsnachweisen der Dübelleiste selbst jedoch nur indirekt betroffen.

Im Grenzzustand der Ermüdung werden nur die Spannungen aus Verkehrslasten, also dem Lastmodell LM71 herangezogen. Da es sich um eine Einfeldplatte handelt, ist der betragsmäßig untere Grenzwert der Spannungsschwingbreite durchwegs $0\,N/mm^2$. Die aus LM71 errechneten Spannungen werden mit den λ- Werten in schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten für $2E6$ Lastwechsel umgerechnet. Zusätzlich dazu sind für FLS- Nachweise $\gamma_{F,f} = 1$ und $\alpha = 1$ zu setzen und der dynamische Beiwert $\phi = 1,279$ anzuwenden. Somit ergibt sich insgesamt der Faktor von $\gamma_{F,f} \cdot \lambda \cdot \alpha \cdot \phi = 1,483$, mit dem die charakteristischen Einwirkungen aus LM71 zu multiplizieren sind, um sie mit dem jeweiligen Kerbfall vergleichen zu können. Die Kerbfallspannung ist für den Nachweis durch Division durch den Material-Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mf} = 1,15$ zu reduzieren. In *Tabelle 6.11* sind die Lastfallkombinationen zusammengefasst, die für den FLS- Nachweis in Frage kommen. In den folgenden Diagrammen werden die Bezeichnungen aus der Spalte *Name* verwendet.

	FLS- LASTFALLFAKTOREN	
Name	LF31	LF41
t0_minSch_e100	1,483	0
t0_maxSch_e100	0	1,483

Tabelle 6.11: Lastfallkombinationen FLS mit Lastfällen aus *Tabelle 6.6*

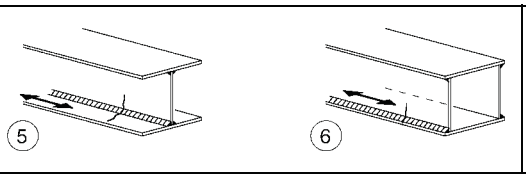
100		5) Handgeschweißte Kehlnähte oder HV-Nähte oder DHV-Nähte. 6) Von Hand oder mit Automaten einseitig durchgeschweißte Nähte, speziell bei Hohlkästen.	5) und 6) Zwischen Flansch und Stegblech ist eine sehr gute Passgenauigkeit erforderlich. Dabei ist bei HV-Nähten das Stegblech so anzuschrägen, dass die Wurzel ausreichend und ohne Herausfließen von Schweißgut erfasst werden kann.

Abbildung 6.23: Kerbfall für das Grundmaterial an der Stelle der Dübelleisten- Halskehlnähte [EN105b]

Zunächst wird der Nachweis für das Grundmaterial, also die außen liegenden Deckbleche, geführt. Der Kerbfall KF100 nach *Abbildung 6.23* wird der Tabelle 8.2 aus [EN105b] entnommen und gilt für handgeschweißte, durchgehende Kehlnähte.

Die *Abbildungen 6.24* und *6.25* zeigen die Verläufe der inneren Deckblechspannungen $\sigma_{t,in}$ und $\sigma_{b,in}$ über die Trägerachse für jene Lastfälle, die für den FLS- Nachweis in Frage kommen. Es zeigt sich durchwegs, dass für den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit der Ansatz der minimalen Schotterbetthöhe die ungünstigeren Ergebnisse liefert. Zusätzlich sind in den Abbildungen die Ermüdungs- Widerstandsspannungen als violette, strichpunktierte Linien eingetragen.

Die errechneten Spannungsschwingbreiten liegen durchwegs unter den Widerstandswerten. Somit ist der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit für das Grundmaterial an der Stelle der Halskehlnähte erbracht.

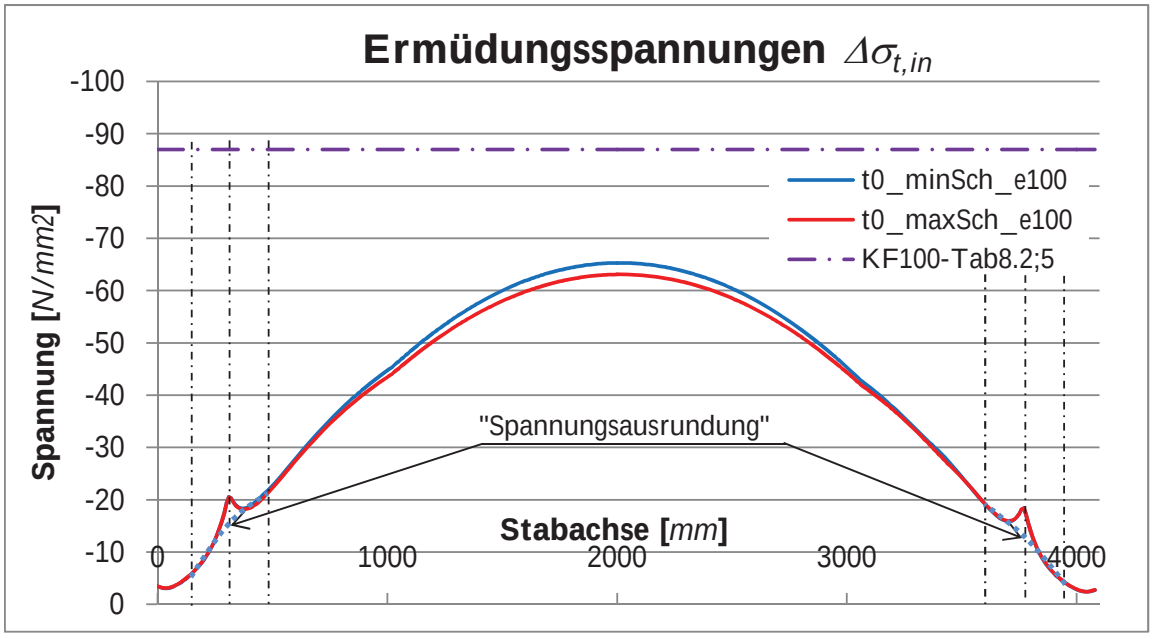


Abbildung 6.24: Verläufe der Spannungsschwingbreiten an der Deckblech- Innenkante auf FLS-Lastniveau

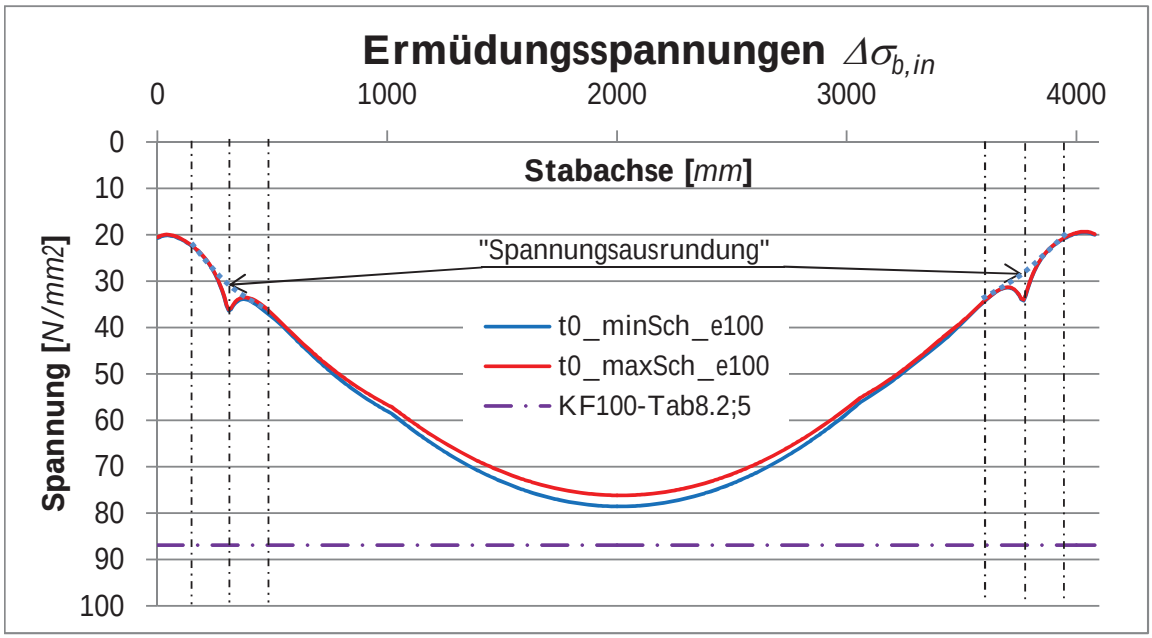


Abbildung 6.25: Verläufe der Spannungsschwingbreiten an der Bodenblech- Innenkante auf FLS- Lastniveau

Zusätzlich dazu sind die Schweißnähte selbst zu untersuchen. Die untersuchte Schwingbreite dazu ist $\Delta\tau$ im Schweißnahtquerschnitt. Diese Spannungsschwingbreite wird aus dem Schubfluss ΔT unter Ansatz einer Schweißnahtdicke ermittelt. Der zugehörige Kerbfall ist nach Tabelle 8.5 aus [EN105b] KF80. *Abbildung 6.26* zeigt jenen Ausschnitt aus dieser Tabelle, aus dem dies hervorgeht.

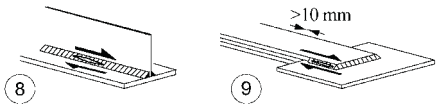
80 m=5		8) Durchgehende Kehlnähte, die einen Schubfluss übertragen, wie z. B. Halskehlnähte zwischen Stegblech und Flansch bei geschweißten Blechträgern. 9) Mit Kehlnähten geschweißte Laschenverbindung.	8) $\Delta\tau$ ist auf die Schweißnahtdicke bezogen zu berechnen. 9) $\Delta\tau$ ist auf die Schweißnahtdicke bezogen unter Berücksichtigung der Gesamtlänge der Schweißnaht zu berechnen. Schweißnahtenden müssen ≥10 mm vom Blechende entfernt sein.

Abbildung 6.26: Kerbfall für die Dübelleisten- Halskehlnähte selbst [EN105b]

Abbildung 6.27 zeigt die Spannungsschwingbreite $\Delta\tau$, die unter Annahme einer Schweißnahtdicke von $a = 7\,mm$ errechnet wurde. Mit kleineren Schweißnahtdicken können die Nachweise lokal nicht erfüllt werden. Die erforderliche Dicke der Halskehlnähte aus dem Ermüdungsnachweis beträgt also den doppelten Wert jener Dicke, die zur Erfüllung des Tragfähigkeitsnachweises erforderlich ist.

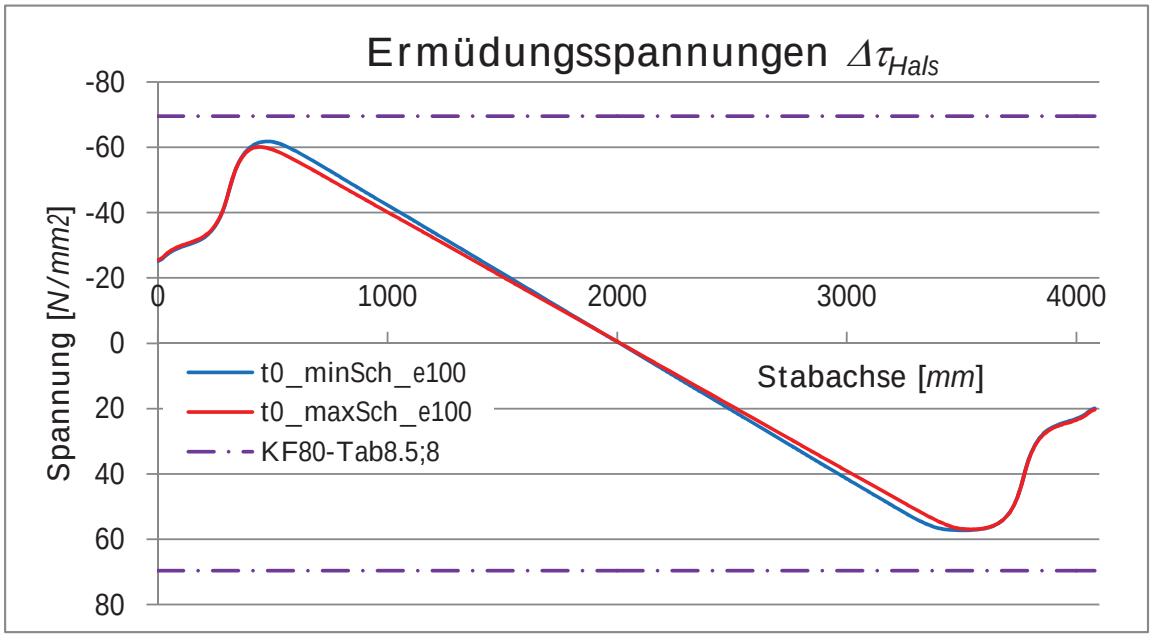


Abbildung 6.27: Verläufe der Schubspannungsschwingbreiten in der Halskehlnaht zwischen Blech und Dübelleiste auf FLS- Lastniveau

6.5 Mengenermittlung

Um das im Vorigen bemessene Plattenelement in wirtschaftlicher Hinsicht mit Fahrbahnen anderer Konstruktionsweisen vergleichen zu können, ist eine monetäre Bewertung zweckmäßig. Dazu werden die folgenden Mengen ermittelt:

- Das Gewicht der Stahlkonstruktion wird unter Abzug aller Freischnitte, also nach der planmäßigen Blechkontur der Werkstättenzeichnungen und der jeweils zugehörigen Nenndicke, ermittelt.

- Das Schweißnahtvolumen der Kehlnähte wird als aus der genormten Mindestquerschnittsfläche ohne Überhöhungen ($\frac{a^2}{2}$) und der Nahtlänge ermittelt. Es wird kein Zuschlag für eventuelle Verluste oder dergleichen berücksichtigt.

- Die Anstrichsfläche wird ohne Berücksichtigung einer eventuellen Beschichtung der betonberührten Flächen ermittelt.

- Das Volumen des eingebauten Füllbetons ergibt sich aus dem lichten inneren Rauminhalt des Plattenquerschnitts unter Abzug der Dübelleistenvolumina.

Das Eigengewicht der Deckbleche für einen ein Meter breiten Plattenstreifen wird aus dem Volumen nach (6.31) und dem spezifischen Gewicht von Stahl ermittelt.

$$V_{DBl} = l_{Sp} \cdot \frac{2 \cdot t_{DBl}}{1000} = \\ = 4,08 \cdot \frac{2 \cdot 14}{1000} = 0,114\, m^3/m \tag{6.31}$$

$$G_{DBl} = V_{DBl} \cdot 7850 = 896,78\, kg/m \tag{6.32}$$

Das Stahlgewicht einer Dübelleiste wird unter Abzug der 23 runden Freischnitte, ersichtlich aus *Abbildung 6.1*, bestimmt. Bei der Gewichtsermittlung nach (6.34) werden mit dem Faktor Zwei die beiden Dübelleisten des Meterstreifens berücksichtigt.

$$V_{DL} = \left(l_{Sp} \cdot h_{DL} - 23 \cdot \frac{D_{Due}^2 \cdot \pi}{4} \right) \cdot t_{DL} = \\ = \left(4,08 \cdot 0,172 - 23 \cdot \frac{0,1^2 \cdot \pi}{4} \right) \cdot 0,02 = 0,010\, m^3/m \tag{6.33}$$

$$G_{DL} = 2 \cdot V_{DL} \cdot 7850 = 163,63\, kg/m \tag{6.34}$$

Zuletzt wird das Gewicht der Endsteifen ermittelt. Auf einem Plattenstreifen einer Breite von einem Meter sind vier Endsteifen zu berücksichtigen.

$$V_{St} = A_{St} \cdot t_{St} = \\ = (0,22 \cdot 0,172 - 0,05 \cdot 0,11) \cdot 0,02 = 0,0006\, m^3/m \tag{6.35}$$

$$G_{St} = 4 \cdot V_{St} \cdot 7850 = 20,31\, kg/m \tag{6.36}$$

Das Gesamtgewicht des Plattenstreifens einer Breite von einem Meter wird in (6.37) aus der Summe der Einzelgewichte berechnet.

$$G_{SCSC} = G_{DBl} + G_{DL} + G_{St} = 896,78 + 163,63 + 18,3 = 1080,8\, kg/m \tag{6.37}$$

Das Schweißnahtvolumen wird nur für die Nähte im Platteninneren ermittelt. Die Anschlussnähte zum Haupttragwerk werden dabei nicht berücksichtigt. Die Volumsberechnung der Schweißnähte erfolgt tabellarisch in *Tabelle 6.10*.

Zur Bestimmung der Anstrichsfläche werden nur jene Flächen angesetzt, die dem Betonkern abgewandt sind. Dies entspricht der zweifachen Oberfläche der Deckbleche.

$$A_{Anstr} = l_{Sp} \cdot 1 \cdot 2 = \\ = 4,08 \cdot 1 \cdot 2 = 8,16\, m^2/m \tag{6.38}$$

Das Betonvolumen wird nach Gleichung (6.39) ermittelt.

$$V_{Conc} = l_{Sp} \cdot 1 \cdot h_{DL} - 2 \cdot V_{St} = \\ = 4,08 \cdot 1 \cdot 0,172 - 2 \cdot 0,01 = 0,681\, m^3/m \tag{6.39}$$

Die Massenvergleiche in *Abschnitt 2.5* sind jeweils auf einen Quadratmeter Fahrbahnfläche umgelegt. Die in diesem Abschnitt bestimmten Mengen können somit aus den oben angeführten Werten durch Division durch die Stützweite L_{Sp} rückgerechnet werden.

Bezeichnung	a	l	$V/Stk.$	$Stk./m$	V_{ges}	Anm.
	$[mm]$	$[mm]$	$[cm^3]$	$[-]$	$[cm^3/m]$	
SN1	7	4080	99,96	4	399,84	Dübelleiste- Deckblech
SN2	4	172	1,376	4	5,50	Dübelleiste- Endsteife
SN3	4	220	1,76	4	7,04	Endsteife- Deckblech
				ΣV	$412,38$	$[cm^3/m]$

Tabelle 6.12: Ermittlung des theoretischen Schweißnahtvolumens des 1m breiten Plattenstreifens

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

Im gegenständlichen, letzten Kapitel dieser Arbeit sollen die wesentlichen Erkenntnisse zu den in *Abschnitt 1.2* definierten Zielen nochmals kurz resümiert und die notwendigen folgenden Schritte der Forschungsarbeit definiert werden.

7.1 Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse

Im Zuge dieser Arbeit konnte die SCSC- Platte als tragfähige, dauerhafte und wirtschaftlich konkurrenzfähige Alternative zu herkömmlichen Fahrbahnkonstruktionen identifiziert werden. Der untersuchte Konstruktionstyp entstand dabei in erster Linie aus dem Versuch heraus, eine günstige Alternative zur unausgesteiften Grobblechfahrbahn der Regelplanung von Trogbrücken für kleine Stützweiten[KF07] zu finden. Wie gezeigt wurde, spielt bei diesem Entwurf die Bauhöhe der Fahrbahnkonstruktion eine wesentliche Rolle. Es wurde mit mathematischen Modellen belegt, dass mit der SCSC- Platte die ausreichende Tragfähigkeit bei einer nur unwesentlichen Steigerung der Bauhöhe lukrierbar ist, wobei die Herstellkosten im Vergleich zur Grobblechfahrbahn bei lediglich rund 40% liegen.

Die Laborversuche und deren Auswertung bestätigten, dass sich der gewünschte Tragmechanismus der horizontalen Druckdiagonalen, die den oberen mit dem unteren Teilquerschnitt schubfest miteinander koppeln, tatsächlich einstellt. Dies wurde zusätzlich durch den Versuchen nachgeschaltete Untersuchungen der Rissbilder des Betonkerns verifiziert. Die Tragfähigkeiten der Probekörper lagen mit einem Faktor von rund Drei über den zu erreichenden Grenzwerten, die den ULS- Schnittgrößen der Platte im eingebauten Zustand entsprechen. Zudem zeigten alle Plattenelemente ein gutmütiges Nachbruchverhalten. Die beste Duktilität konnte mit den SCSC- Platte mit Lochleisten erzielt werden.

Aufwändige FE- Untersuchungen an zwei der vier Plattentypen machten es möglich, die Ergebnisse der Laborversuche in etwa bis zur Traglast mit hinreichender Genauigkeit anzunähern. Vor allem zur Ermittlung der „richtigen“ Materialparameter des verwendeten mathematischen Betonmodells waren ausgedehnte Parameterstudien notwendig. Mit Hilfe der so „geeichten“ FE- Modelle war es im Anschluss möglich, alle gewünschten Ergebnisse, die nicht durch punktuelle Labormessungen realisierbar sind, zur Erstellung von realitätsnahen

Ingenieurmodellen zur Verfügung zu stellen. Solche nicht messbaren Ergebnisse sind zum Beispiel Trajektorienneigungen, Spannungsverläufe oder stetig verlaufende Biegelinien.

Im Anschluss an die FE- Analyse erfolgte die ingenieurmäßige Modellbildung. Dies geschah, ausgehend von sehr detaillierten Stabwerksmodellen, wie sie aus dem Betonbau bekannt sind, mit zunehmendem Grad der Vereinfachung. Die Theorie des elastischen Verbunds, gekoppelt mit der Berücksichtigung der zusätzlichen Mitwirkung des Betonkerns beim Abtrag von Vertikallasten in Form eines Sprengwerks, erwies sich als zweckmäßige und ausreichend genaue Modellbildung zur Beschreibung der einfachen untersuchten Lastszenarien. Die Treffsicherheit der Vielzahl von Modellen wurde mittels eines Vergleichs von deren Ergebnissen der Spannungen und Verformungen mit den Ergebnissen der FE- Analyse und den Labormesswerten beurteilt. Mit dieser Methode konnte eine Empfehlung zur Modellbildung erarbeitet werden, mit der das Tragverhalten der SCSC- Platte für die untersuchten Lasten und Stützweiten in guter Näherung beschrieben werden kann.

Im Zuge der Arbeit wurde zudem ein Berechnungsprogramm erstellt, mit dem es möglich ist, die Modellbildung auf Basis des elastischen Verbunds inklusive optionaler Zusatzparameter wie mittragender Breiten sehr rasch anzuwenden und so konkrete, verwertbare Bemessungsergebnisse zu erhalten. Zusätzlich dazu wurde eine alternative Modellbildung mit Zweistabmodellen vorgestellt, die den bekannten Stabmodellen zur Bemessung von üblichen Verbundkonstruktionen sehr ähnlich ist. Die Ergebnisse dieser Zweistabmodelle geben, je nach gewählter Modellauflösung und nach einer automatisierbaren Ergebniskorrektur, die Resultate der Untersuchung nach der Theorie des elastischen Verbunds beliebig genau wieder. Somit wurde ein Ingenieurmodell zur Beschreibung der Tragfunktion gefunden und vorgestellt, das im Rahmen einer statischen Bemessung die hinreichend genaue Abschätzung der Tragfunktion mit möglichst einfachen Mitteln, das heißt mit heute üblichen EDV- Programmen, ermöglicht.

In einer beispielhaften Bemessung am Ende der Arbeit wurde gezeigt, wie durch die Anwendung der empfohlenen Modellbildung die Schnittgrößenermittlung sowie die Bemessung einer Brückenkonstruktion mit SCSC- Fahrbahn durchgeführt werden kann. Die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Trotzdem wurde das beschriebene Modell an jenen Punkten, an denen zuvor die zutreffende Ermittlung der Spannungen abgesichert werden konnte, auch zur Berechnung von Spannungsschwingbreiten herangezogen. Somit war eine Beurteilung der Ermüdungssicherheit der außen liegenden Stahlbleche möglich. Als Ergebnisse dieses Bemessungsbeispiels wurden jene Kalkulationsmengen erhalten, die zuvor in *Abschnitt 2.5* zur Ermittlung der Herstellkosten eingesetzt wurden. Damit sind die Mengen zum wirtschaftlichen Vergleich der SCSC- Platte mit anderen Fahrbahnkonstruktionen durchgängig und transparent nachvollziehbar und die Konkurrenzfähigkeit dieser neuartigen Konstruktion belegt.

7.2 Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Die Forschungsarbeit zur SCSC- Platte ist bei weitem noch nicht abgeschlossen. Daher wird dieser Abschnitt dafür verwendet, jene Punkte aufzuzählen, die zum heutigen Wissensstand

unzureichend oder noch gar nicht untersucht sind. Außerdem werden Hinweise gegeben, welche nächsten Schritte aus der derzeitigen Sicht als logisch und sinnvoll angesehen werden.

Es soll hier nochmals betont werden, dass die durchgeführten vier Laborversuche, auf denen die gesamte vorliegende Arbeit basiert, nicht für eine statistische Absicherung der Ergebnisse ausreichen. Diese Tatsache wird zudem dadurch verstärkt, dass jeder der vier Versuchskörper eine unterschiedliche Dübelleistengeometrie aufwies. Es wird für die weitergehende Forschungsarbeit empfohlen, sich auf eine der vier untersuchten Geometrien festzulegen. Aus heutiger Sicht ist die günstigste Leistenform die Lochleiste. Die Versuchskörper der Typen C und D zeigten im Vergleich zu den Typen A und B eine deutlich bessere Duktilität, wobei der größere Steigungswinkel des Endschlupfverlaufs, ersichtlich aus *Abbildung 3.21* beim SCSC- Element des Typs D auf eine „bessere“ Verdübelung schließen lässt.

Zur statistischen Absicherung der gefundenen Rechenmodelle unter realitätsnahen Bedingungen ist es erforderlich, eine weitere Versuchsserie von mindestens drei gleichartigen Versuchskörpern pro Lastbild auf ihr Tragverhalten und die maximale Tragfähigkeit hin zu überprüfen. Dazu sollte

- mit rund 4000 mm eine vergleichbare Stützweite, wie im geplanten Anwendungsfall und
- mit mehreren Belastungspressen näherungsweise die tatsächlichen Belastungsszenarien von Eisenbahnbrücken

untersucht werden. *Abbildung 7.1* zeigt exemplarisch einen Vorschlag, wie die Schnittgrößenverläufe, die sich aus der statischen Berechnung für den Zustand der Tragfähigkeit ergeben, durch die Versuchsdurchführung mit drei Belastungspressen gleicher Kraft angenähert werden können. Sowohl die Stellung als auch die Größe der Versuchslasten können dabei aus den Forderungen nach gleichem Maximalmoment in Feldmitte und gleicher Maximalquerkraft am Auflager bestimmt werden. Wie aus der Abbildung deutlich zu erkennen ist, werden die rechnerischen Schnittgrößenverläufe mit dieser sehr einfachen Belastung in guter Näherung abgebildet.

Zum Zeitpunkt der Versuchsplanung war die tatsächliche Traglast der Plattenelemente nicht bekannt. Aus diesem Grund waren für den ersten Probekörper, das war das SCSC- Element des Typs B, mehrere Versuche notwendig bis die Traglast erreicht wurde. Bei dem in dieser Arbeit dokumentierten, letzten Versuch zeigte sich, dass sich die so aufgebrachte, in diesem Zusammenhang ungeplante, Vorbelastung des Probekörpers positiv auf die Arbeitslinien auswirkte. Die anfänglich versteifenden Effekte im Inneren der SCSC- Platte, die auf Grund ihrer Irreversibilität ohnehin weder in die Bewertung noch in die Modellbildung aufgenommen werden dürfen, können durch eine derartige Prozedur ausgeschalten werden. Daher ist es für weitere Versuche in Zukunft ratsam, eine ausreichend hohe Vorbelastung in den Versuchsablauf mit einzuplanen. Anhaltswerte dazu können beispielsweise aus den Regelungen zur experimentellen Tragfähigkeitsprüfung von Verbunddecken nach [EN109b], B.3.4(3) entnommen werden. Außerdem sollte überprüft werden, ob die Labormesswerte durch eine inkrementelle Lastaufbringung mit Halteintervallen, wie sie beispielsweise in [Pet08] beschrieben wird, signifikant verändert werden. Dies wäre eine mögliche Erklärung für die systematische

Unterschätzung der Lasten, die bei den Kraft- Verformungsdiagrammen der FE- Analysen im Vergleich zu den Laborversuchen zu beobachten ist.

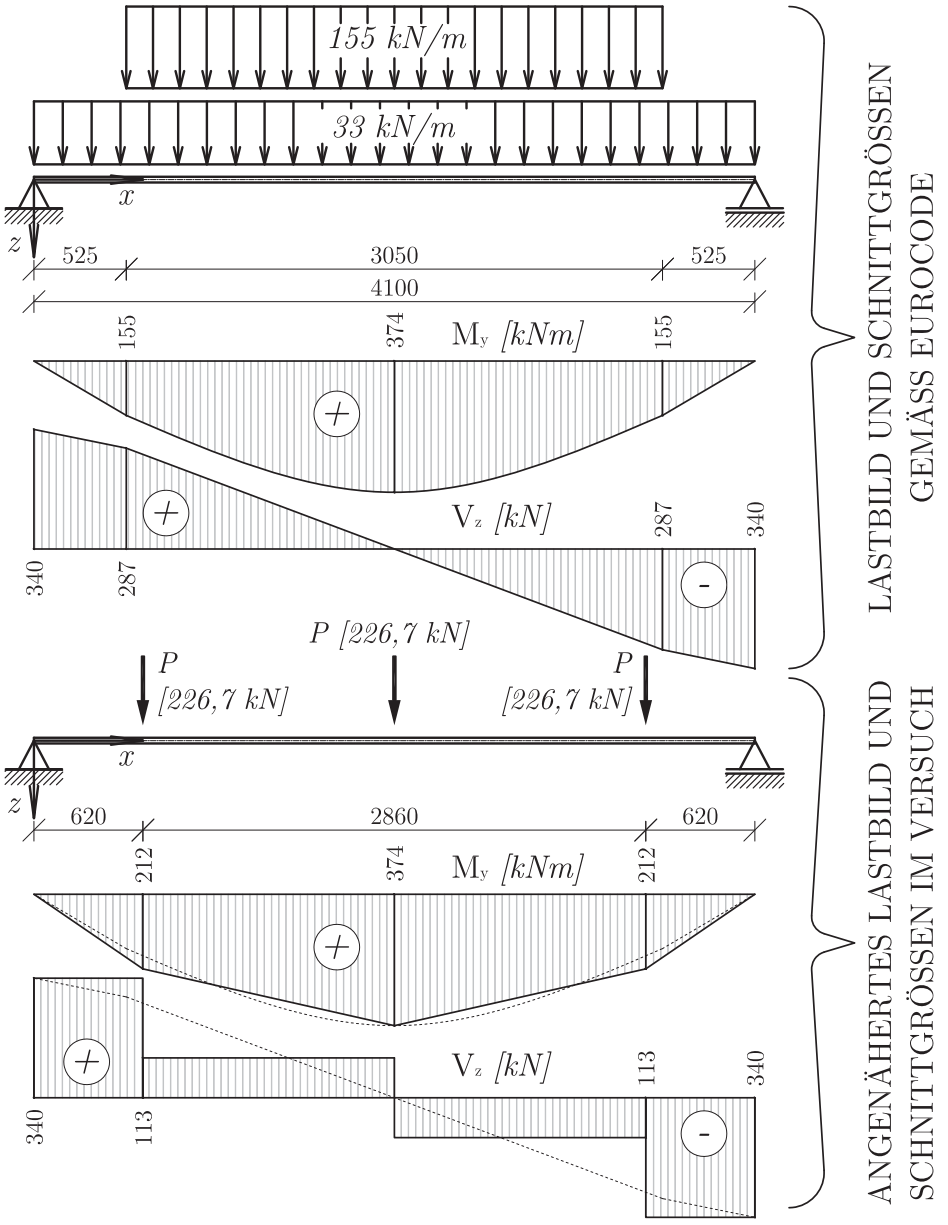


Abbildung 7.1: Vorschlag für Versuchslaststellung mit drei Belastungspressen

Sowohl die FE- Analysen als auch die Stabwerksberechnungen ergaben einen deutlich merkbaren Einfluss der örtlichen Biegespannungen der Dübelleisten. Dieser Einfluss macht sich direkt außerhalb der angeschweißten Dübelleisten durch „wellige“ Spannungsverläufe bemerkbar. Im Zuge der weiteren experimentellen Untersuchungen wäre eine flächige Dehnungsmessung mit einem dazu geeigneten Messinstrumentarium hilfreich, um diesen Effekt zu verifizieren und dessen Ausdehnung festzustellen.

Die in *Kapitel 4* vorgestellten FE- Modelle bilden das Tragverhalten der SCSC- Platte in etwa bis zum Erreichen der Traglast gut ab, liefern jedoch im Nachbruchbereich unbrauchbare

Werte. Diese fehlerhafte Abbildung wurde in der gegenständlichen Arbeit hingenommen, da dieser Bereich der Arbeitslinien zur Erstellung von Ingenieurmodellen ohnehin uninteressant ist. Im Zuge der jedenfalls notwendigen Nachrechnungen folgender Versuche mit der Methode der finiten Elemente kann jedoch, ausgehend vom Untersuchungsergebnis der vorliegenden Arbeit, durch weitere Parameterstudien untersucht werden, ob eine bessere Abbildbarkeit des Entfestigungsbereichs erreichbar ist.

Die Modellbildung unter Anwendung der Theorie des elastischen Verbunds ergab bei der Berücksichtigung von mittragenden Breiten nach [EN112b] eine bessere Übereinstimmung mit den Labormesswerten. Die Überprüfung, ob die Ansätze dieser Norm überhaupt für den vorliegenden Fall anwendbar sind, ist jedoch noch offen. Eventuell kann die Qualität der Berechnungsergebnisse weiter gesteigert werden, indem die Verteilung der mittragenden Breiten für die Konstruktion der SCSC- Platte adaptiert wird. Eine derartige Adaptierung wäre nach Vorliegen einer flächenhaften Dehnungsmessung aus dem Laborexperiment und damit abgesicherten Vergleichswerten aus der FE- Studie durch die Analyse der Normalspannungsverteilung in einigen Schnitten der außen liegenden Stahlbleche relativ leicht möglich.

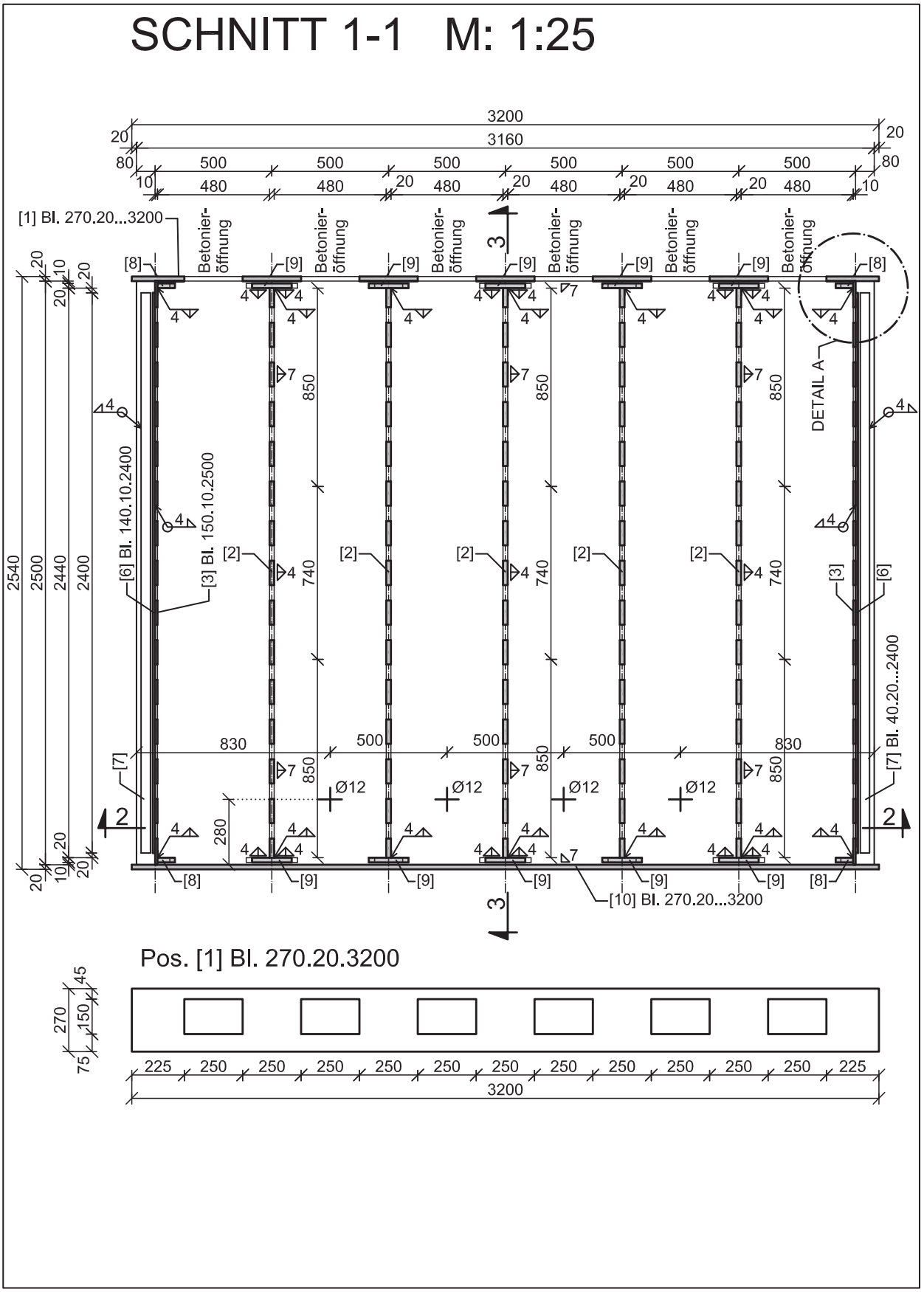
Zusätzlich zur weiteren Erkundung des Tragverhaltens unter kurzzeitiger Beanspruchung sind für den Füllbetonkern jedenfalls die Langzeiteinflüsse aus Kriechen und Schwinden zu untersuchen. In *Kapitel 6* wurde ein rechnerischer Ansatz präsentiert, der es ermöglicht, den Kriecheinfluss in Anlehnung an die normativen Regelungen des Verbundbaus zu berücksichtigen. Dieser Ansatz entbehrt jedoch bis dato einer theoretischen und experimentellen Bestätigung. Die Wirkung des Schwindens war im Rahmen der bisherigen Forschungstätigkeit noch gar nicht abschätzbar. Versuche des Langzeitverhaltens von Beton sind sehr aufwändig und zeitintensiv. Daher sollte der Einfluss des Schwindens und des Kriechens zunächst durch geeignete Finite- Elemente Modelle beschrieben und quantifiziert werden.

Als letzter notwendiger Schritt zur Anwendbarkeit der SCSC- Platte als Fahrbahnelement für Eisenbahnbrücken ist die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens dieses Bauteils zu nennen. Die Untersuchung ist dabei sowohl durch Bauteilversuche abzusichern als auch durch rechnerische Modelle reproduzierbar und anwenderfreundlich aufzubereiten. In den *Kapiteln 5* und *6* wurde explizit angeführt, dass die derzeitig vorhandenen ingenieurmäßigen Modellbildungen nicht dazu in der Lage sind, die Spannungszustände innerhalb der Dübelleisten selbst zu erfassen. Die FE- Analysen zeigen jedoch, wie beispielsweise aus den *Abbildungen 5.126* und *5.127* hervorgeht, dass die Maximalspannungen und somit der zu erwartende Anriss durchwegs entlang des Randes der Dübelleistenfreischnitte auftreten. Daher sind verfeinerte Modelle notwendig, um die vollständige rechnerische Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von SCSC- Platten zu ermöglichen. Mit den Methoden der vorliegenden Arbeit werden sowohl die Bauteiltragfähigkeit als auch die Spannungsverläufe an den äußeren Blechen hinreichend genau abgeschätzt. Aus diesem Grund ist davon auszugehen, dass durch eine Erweiterung der vorhandenen Modelle auch Effekte im Platteninneren beschreibbar werden.

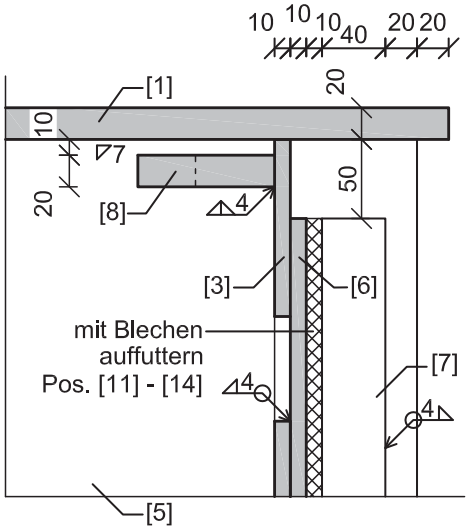
Anhang A

Pläne der Prüfkörper des Labortests

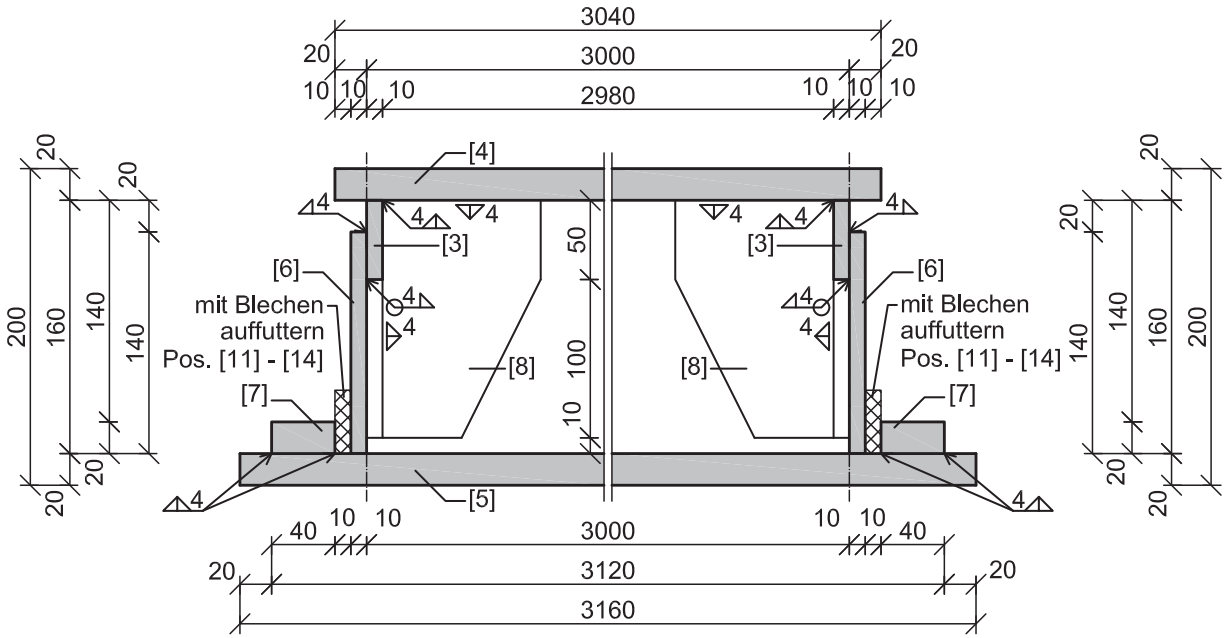
A.1 Platte Typ A

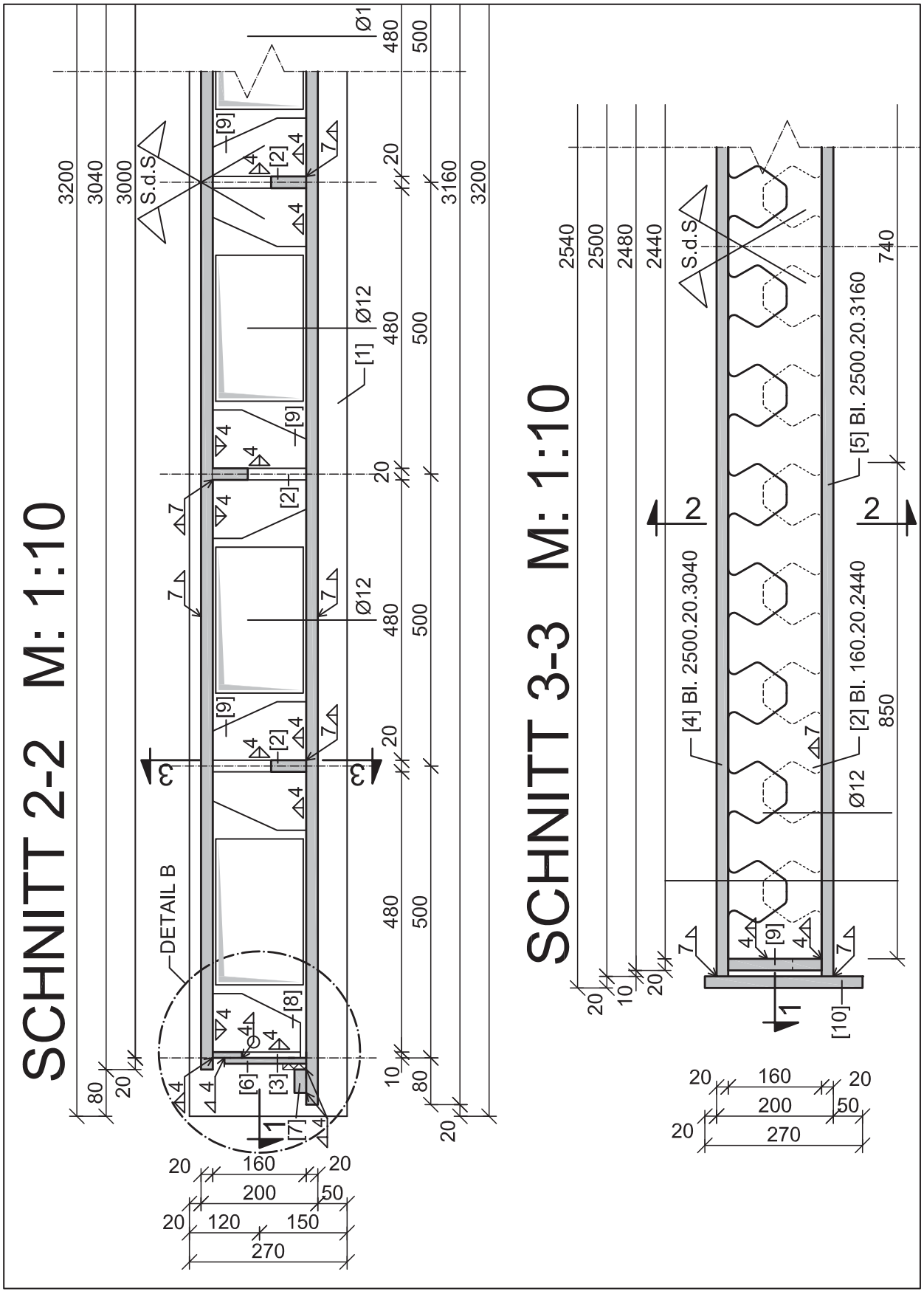

SCHNITT 1-1 M: 1:25
3200
3160
500
480
20
80
10
[1] Bl. 270.20...3200
Betonier-öffnung
[8]
[9]
DETAIL A
[6] Bl. 140.10.2400
[3] Bl. 150.10.2500
[2]
740
850
[7]
830
500
Ø12
280
[10] Bl. 270.20...3200
[7] Bl. 40.20...2400
2540
2500
2440
2400
Pos. [1] Bl. 270.20.3200
270
150
45
75
225
250
3200

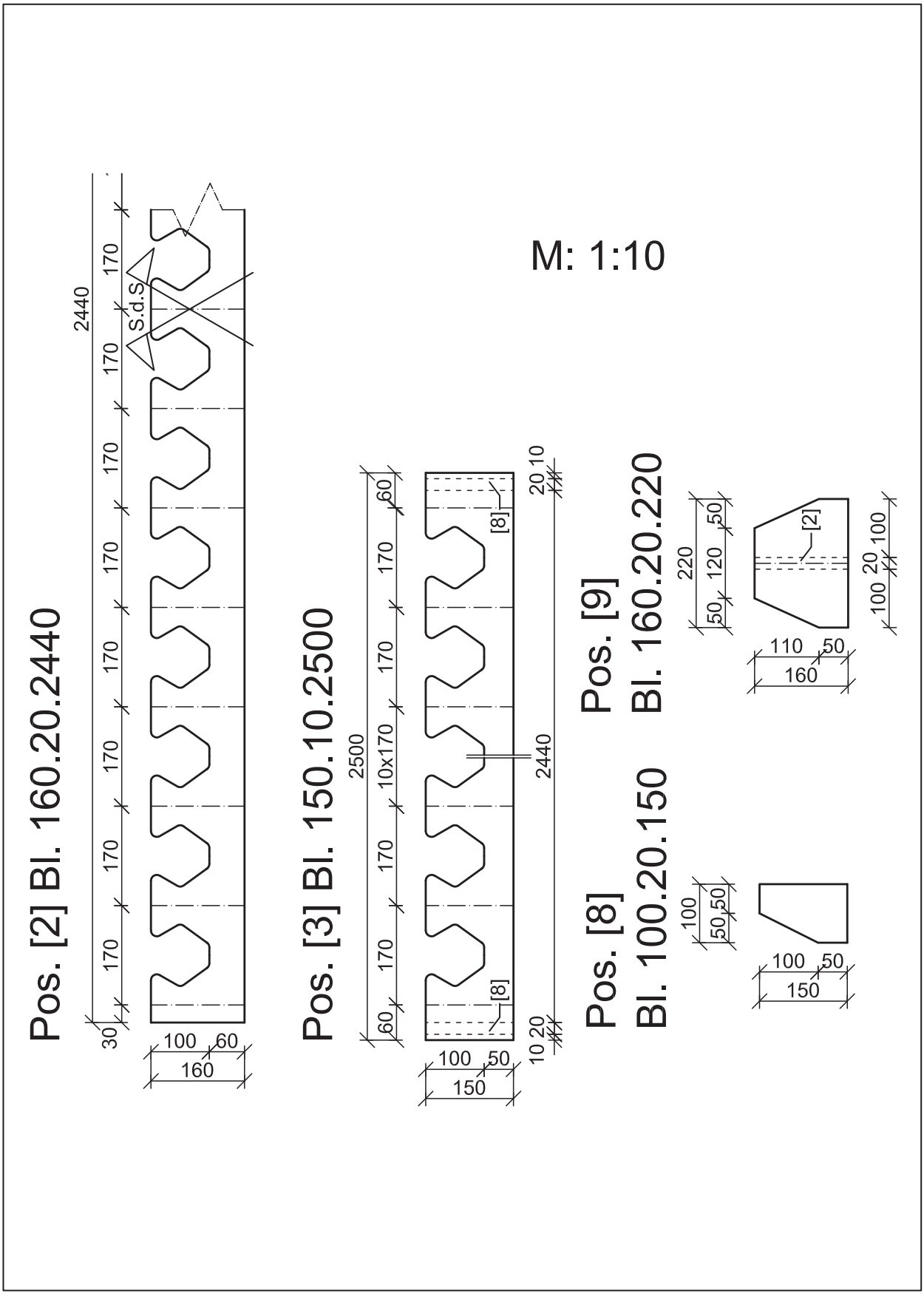
DETAIL A M: 1:5



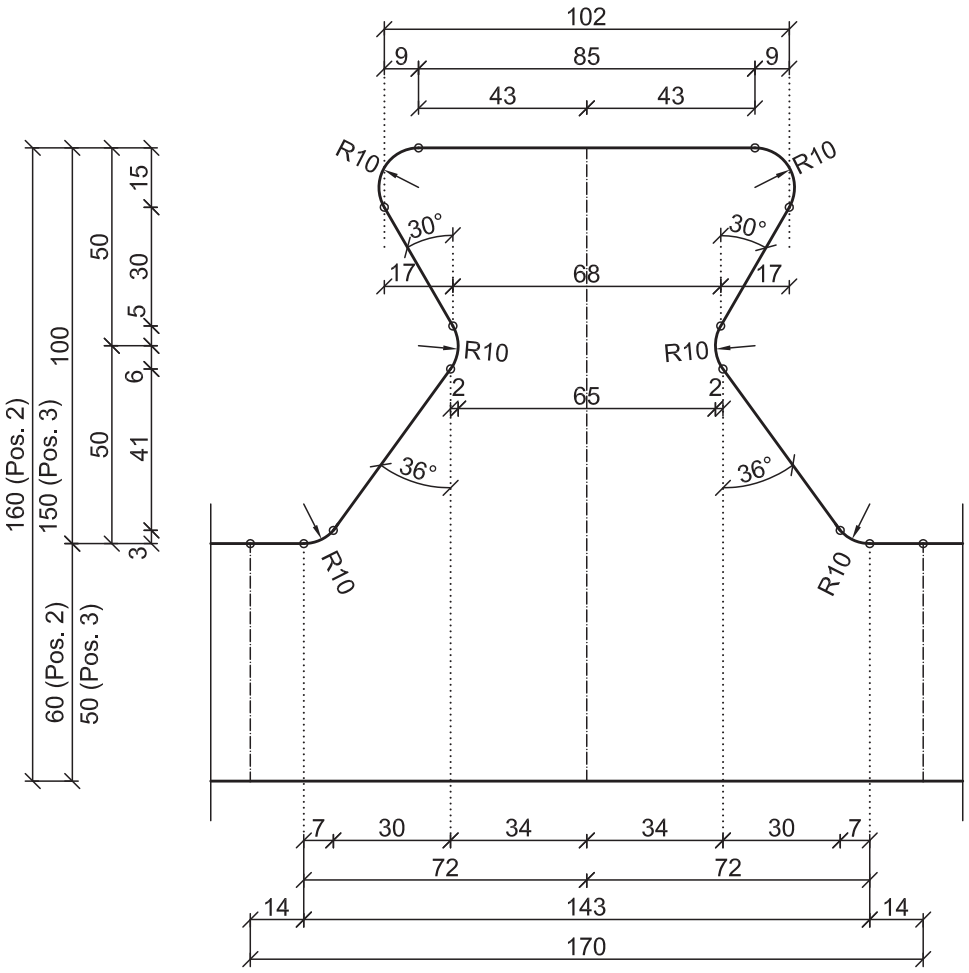
DETAIL B M: 1:5




SCHNITT 2-2 M: 1:10
SCHNITT 3-3 M: 1:10
DETAIL B
S.d.S
Ø1
Ø12
[1]
[2]
[3]
[4] Bl. 2500.20.3040
[5] Bl. 2500.20.3160
[6]
[7]
[8]
[9]
[10]
[2] Bl. 160.20.2440
3200
3040
3000
3160
2540
2500
2480
2440
480
500
740
850
80
20
10
160
200
50
120
150
270


Pos. [2] Bl. 160.20.2440
2440
30
170
S.d.S
100
60
160
M: 1:10
Pos. [3] Bl. 150.10.2500
2500
60
10x170
[8]
20
10
100
50
150
Pos. [8]
Bl. 100.20.150
Pos. [9]
Bl. 160.20.220
220
120
[2]
110
100
20

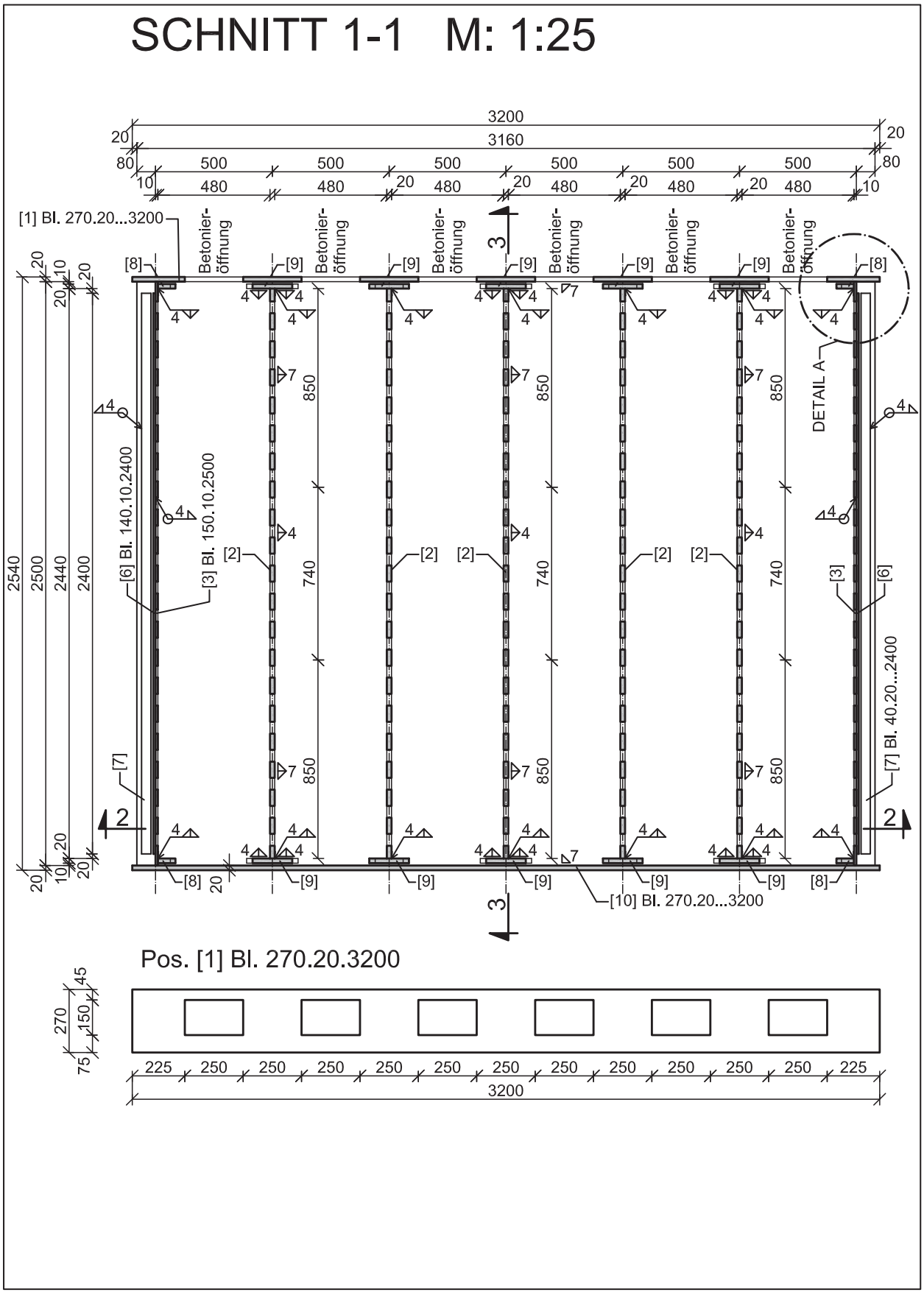
DETAIL DÜBELLEISTE M: 1:2



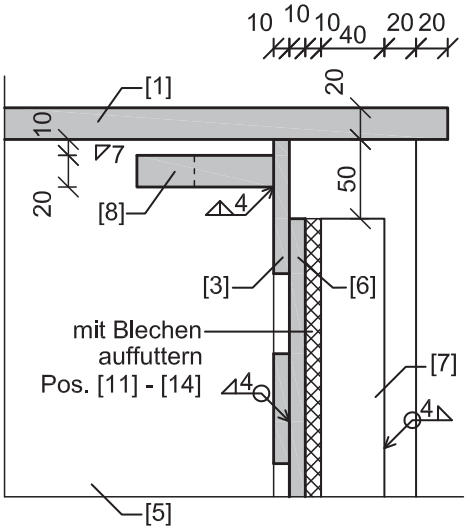
Pos.	Stk.	b [mm]	t [mm]	l [mm]
[1]	1	270	20	3200
[2]	5	160	20	2440
[3]	2	150	10	2500
[4]	1	2500	20	3040
[5]	1	2500	20	3160
[6]	2	140	10	2400
[7]	2	40	20	2400
[8]	4	100	20	150
[9]	10	160	20	220
[10]	1	270	20	3200
[11]	4	40	5	2400
[12]	2	40	3	2400
[13]	4	40	2	2400
[14]	4	40	1	2400

Baustoff:
Baustahl S 355

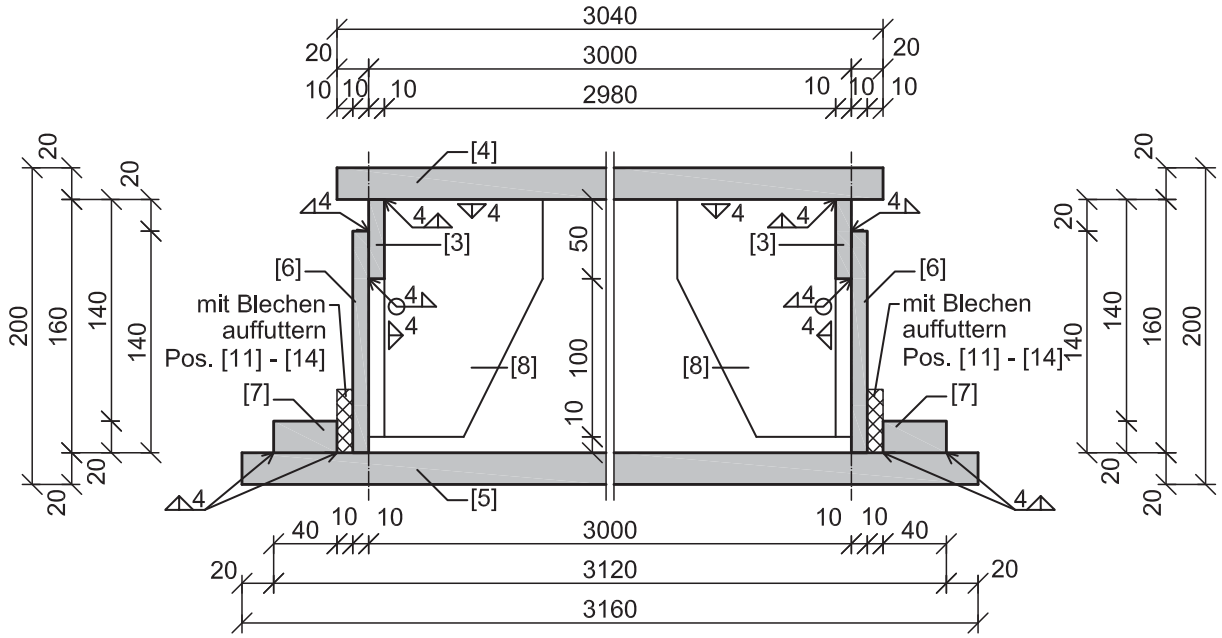
A.2 Platte Typ B

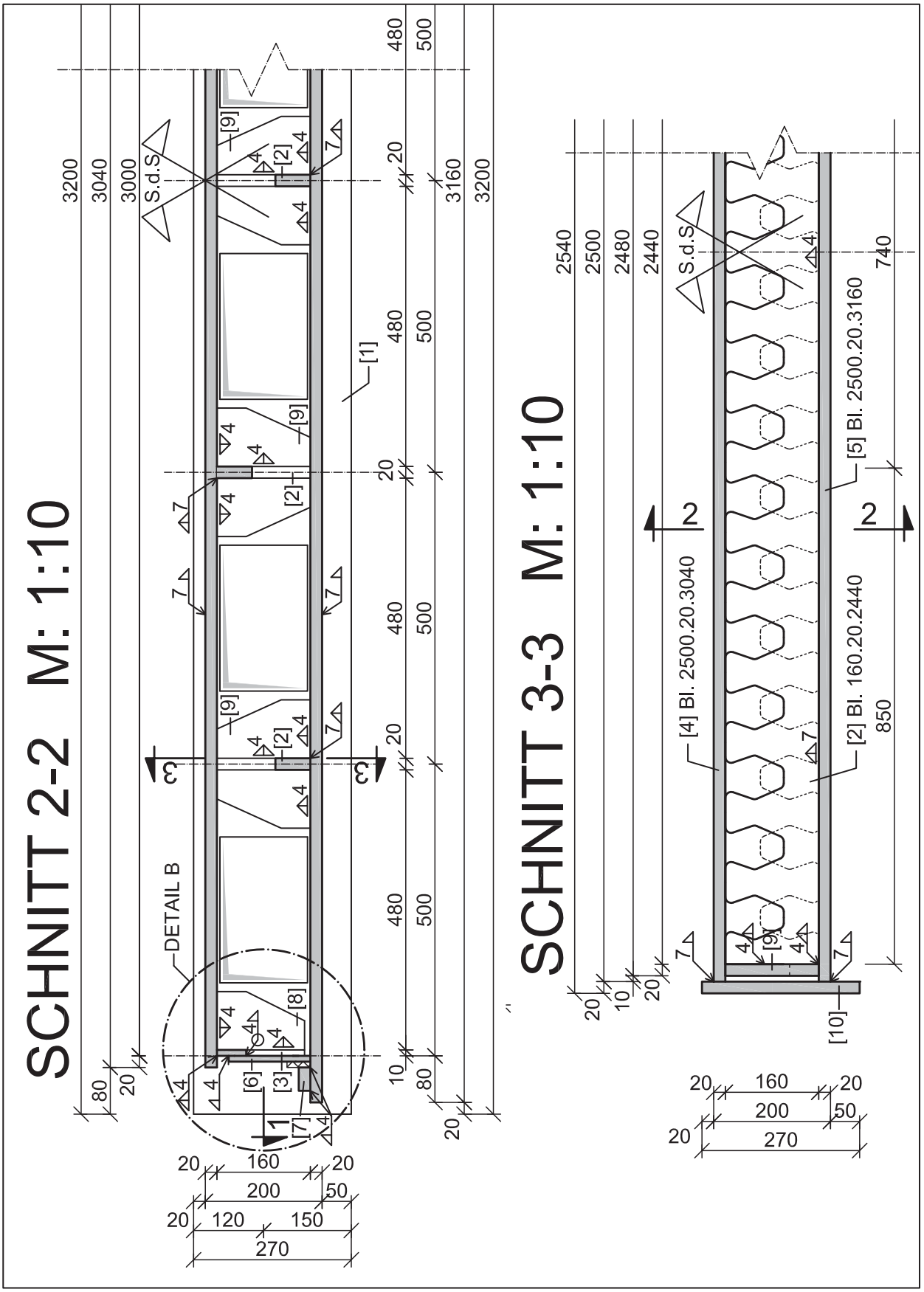

SCHNITT 1-1 M: 1:25
3200
3160
500
480
20
80
10
[1] Bl. 270.20...3200
Betonier-öffnung
[8]
[9]
DETAIL A
[2]
[3] Bl. 150.10.2500
[6] Bl. 140.10.2400
[7] Bl. 40.20...2400
[10] Bl. 270.20...3200
850
740
2540
2500
2440
2400
Pos. [1] Bl. 270.20.3200
270
150
45
75
225
250

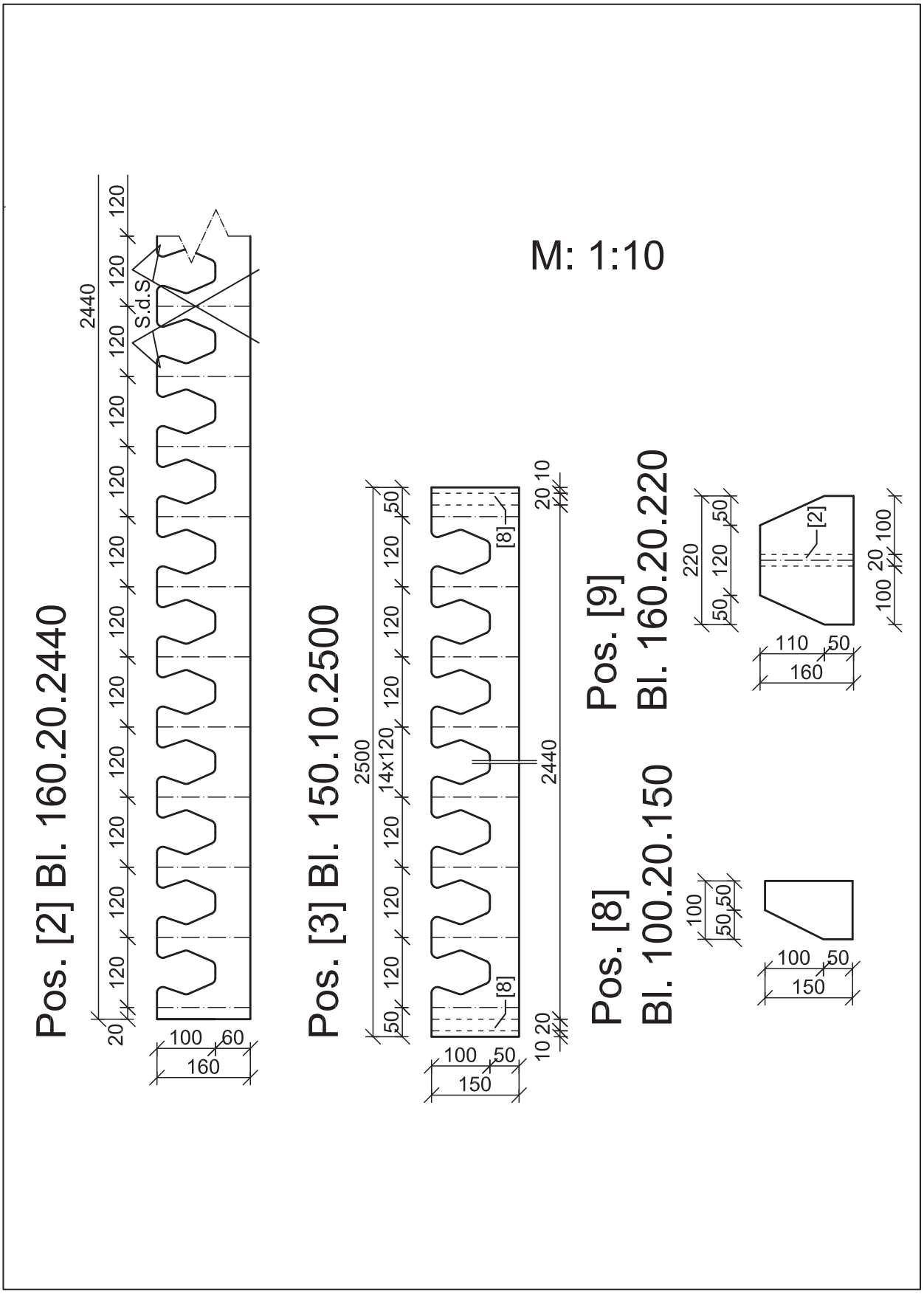
DETAIL A M: 1:5



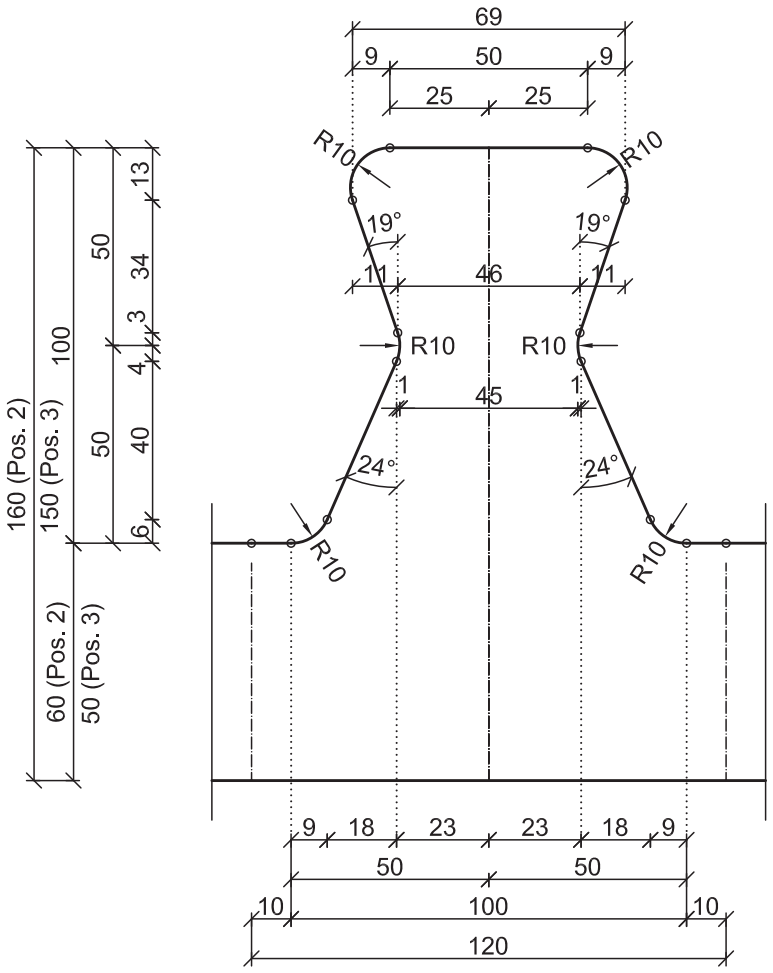
DETAIL B M: 1:5




SCHNITT 2-2 M: 1:10
SCHNITT 3-3 M: 1:10
S.d.S
DETAIL B
[1]
[2] Bl. 160.20.2440
[4] Bl. 2500.20.3040
[5] Bl. 2500.20.3160
[10]
3200
3040
3000
480
500
3160
2540
2500
2480
2440
740
850
160
200
120
150
270
50


Pos. [2] Bl. 160.20.2440
2440
20
120
S.d.S
100
60
160
M: 1:10
Pos. [3] Bl. 150.10.2500
2500
50
14x120
[8]
20
10
2440
100
50
150
Pos. [8]
Bl. 100.20.150
Pos. [9]
Bl. 160.20.220
220
[2]
110
50
160
100
20
50

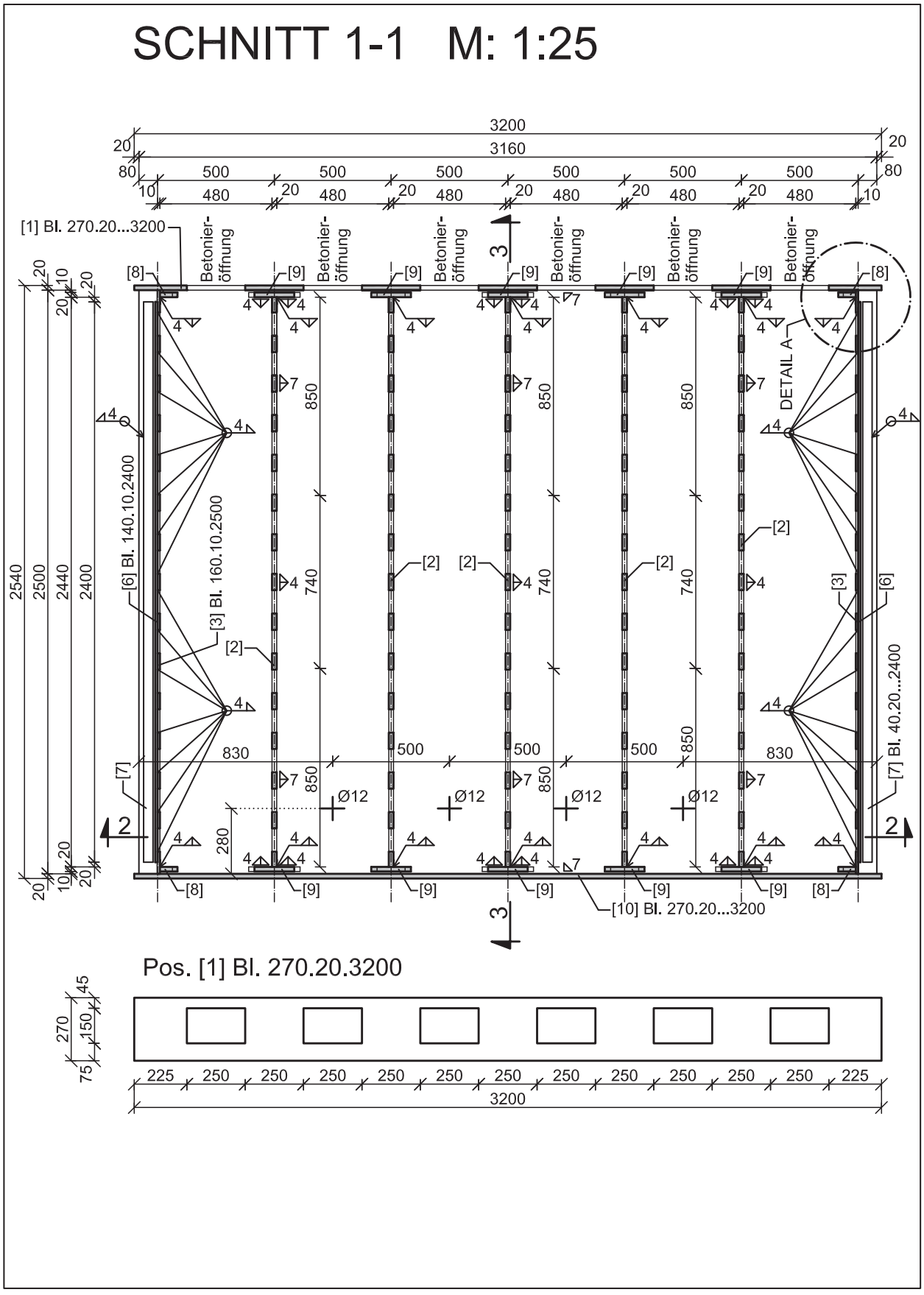
DETAIL DÜBELLEISTE M: 1:2



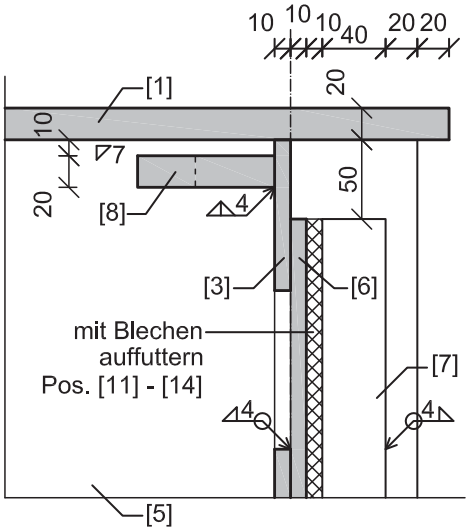
Pos.	Stk.	b [mm]	t [mm]	l [mm]
[1]	1	270	20	3200
[2]	5	160	20	2440
[3]	2	150	10	2500
[4]	1	2500	20	3040
[5]	1	2500	20	3160
[6]	2	140	10	2400
[7]	2	40	20	2400
[8]	4	100	20	150
[9]	10	160	20	220
[10]	1	270	20	3200
[11]	4	40	5	2400
[12]	2	40	3	2400
[13]	4	40	2	2400
[14]	4	40	1	2400

Baustoff:
Baustahl S 355

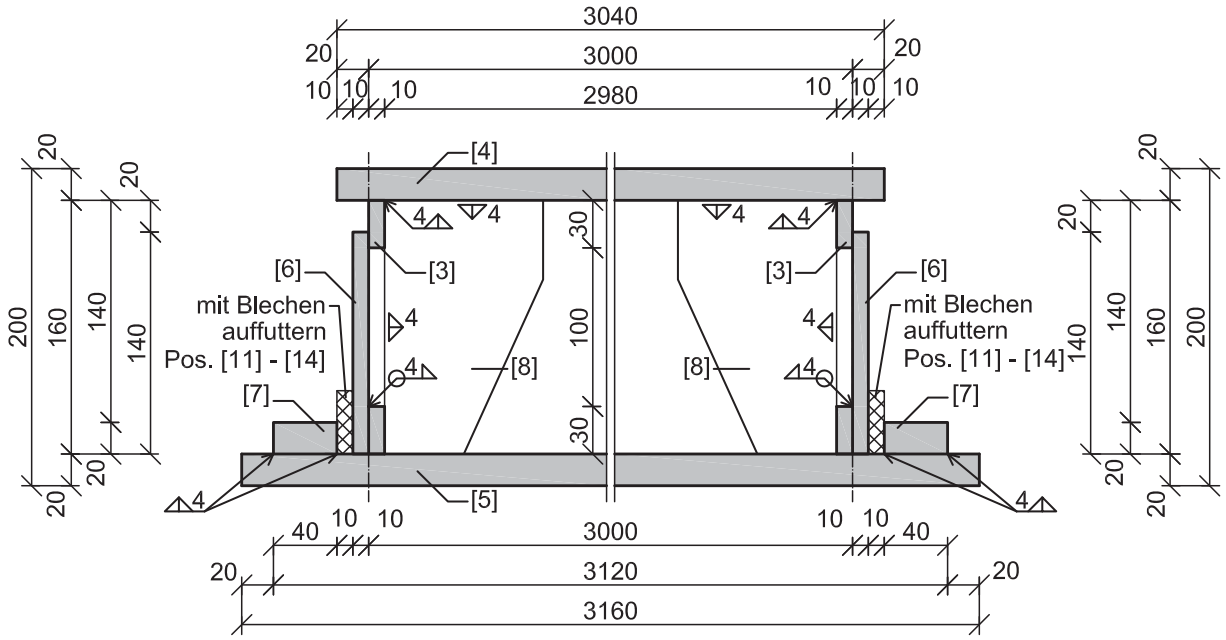
A.3 Platte Typ C

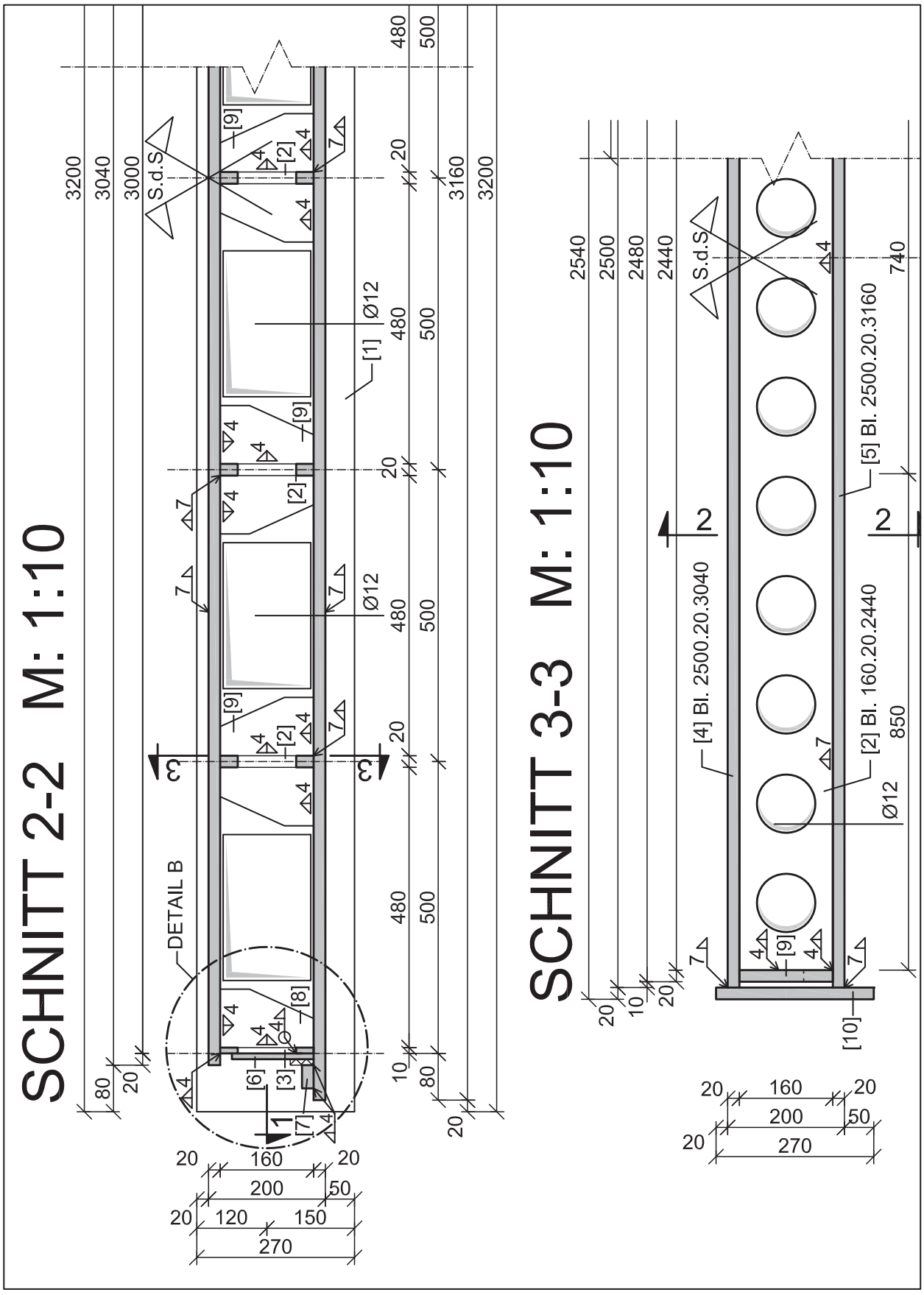

SCHNITT 1-1 M: 1:25
3200
3160
500
480
20
80
10
[1] Bl. 270.20...3200
Betonier-öffnung
[8]
[9]
DETAIL A
[2]
[3] Bl. 160.10.2500
[6] Bl. 140.10.2400
[7] Bl. 40.20...2400
[10] Bl. 270.20...3200
850
740
830
Ø12
280
2540
2500
2440
2400
Pos. [1] Bl. 270.20.3200
270
150
45
75
225
250

DETAIL A M: 1:5



DETAIL B M: 1:5

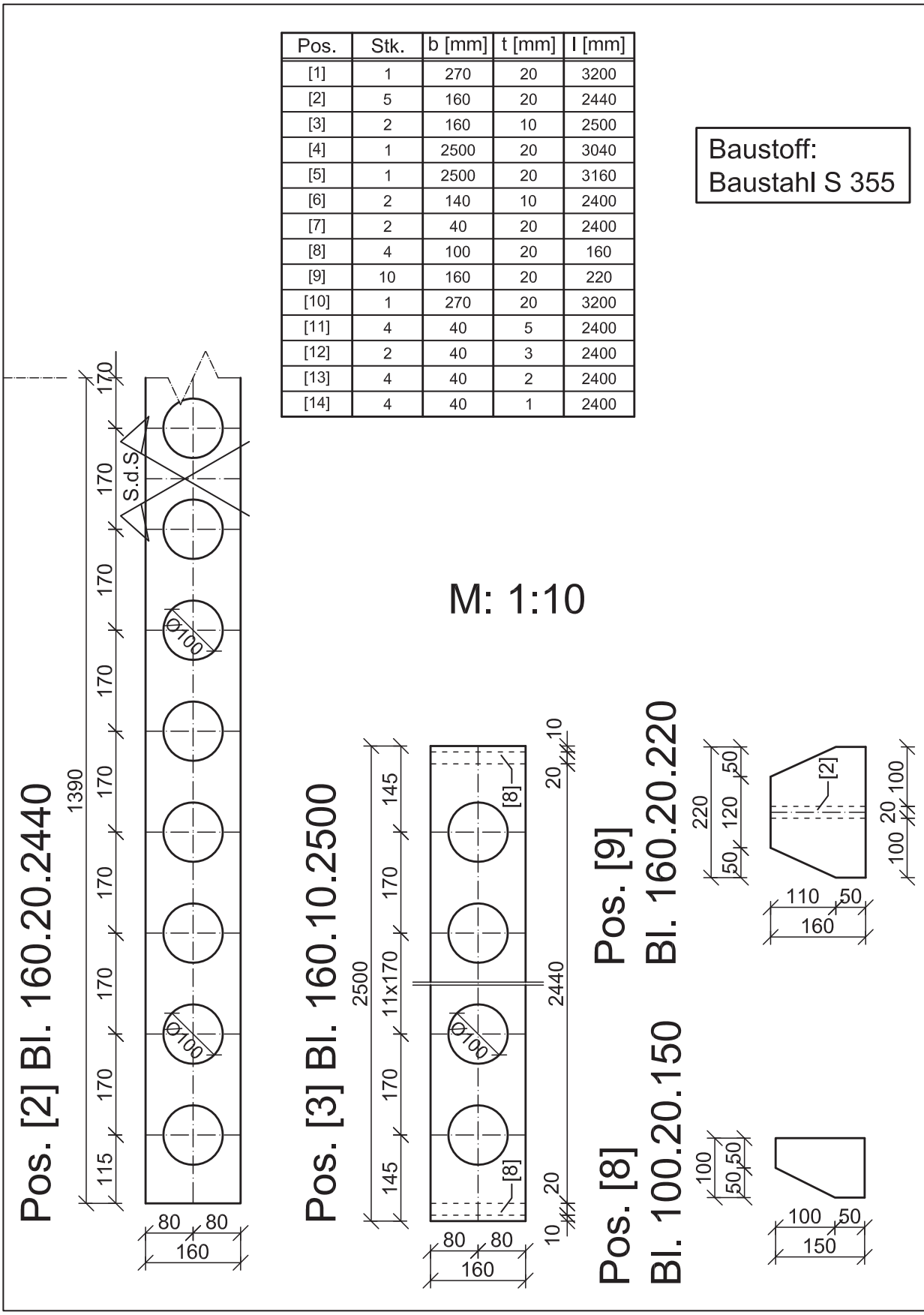



SCHNITT 2-2 M: 1:10
SCHNITT 3-3 M: 1:10
DETAIL B
S.d.S
[1] Ø12
[2] Bl. 160.20.2440
[4] Bl. 2500.20.3040
[5] Bl. 2500.20.3160
[6]
[7]
[8]
[9]
[10]
3200
3040
3000
3160
2540
2500
2480
2440
480
500
740
850
80
20
10
160
200
50
120
150
270

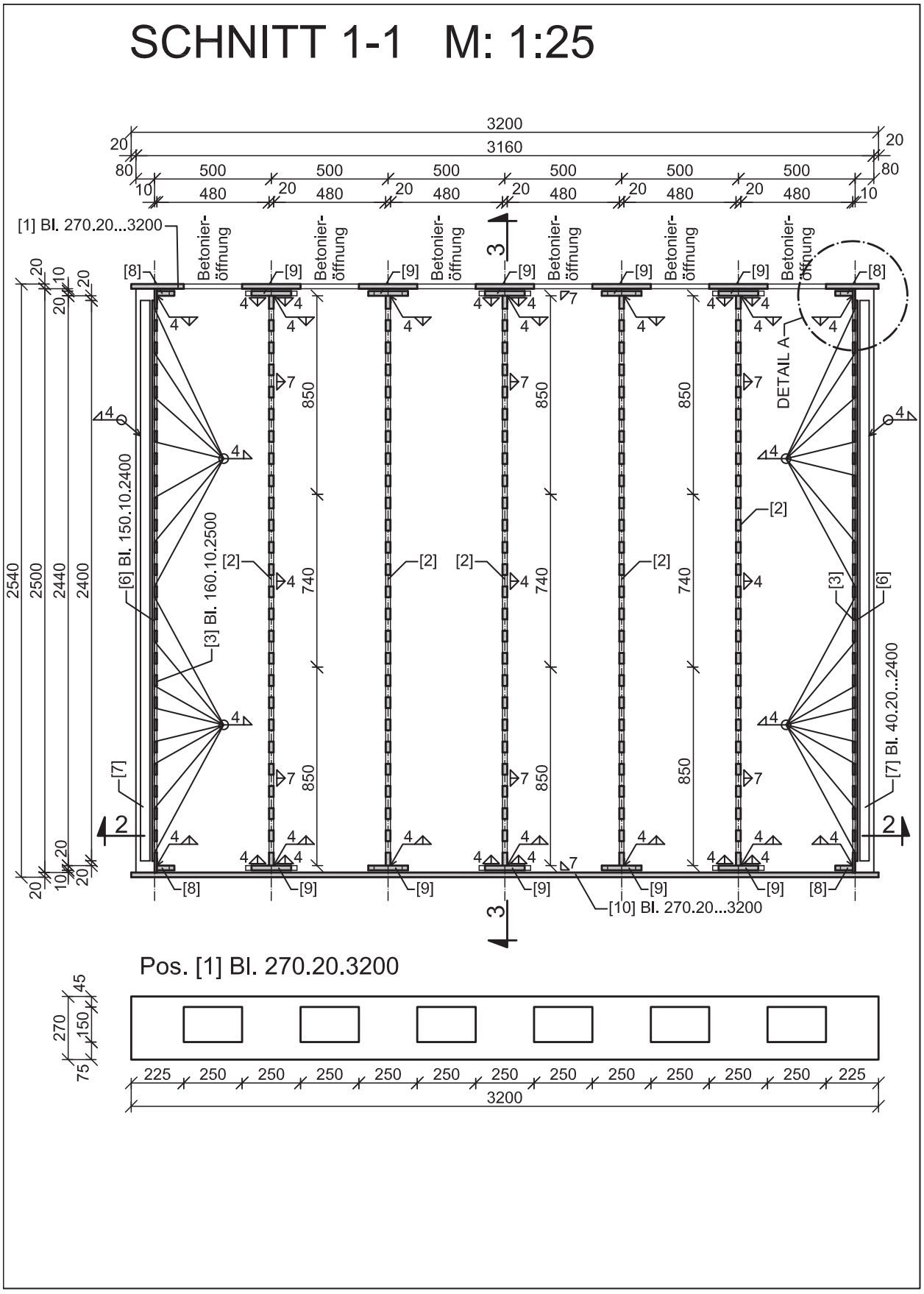
Pos.	Stk.	b [mm]	t [mm]	l [mm]
[1]	1	270	20	3200
[2]	5	160	20	2440
[3]	2	160	10	2500
[4]	1	2500	20	3040
[5]	1	2500	20	3160
[6]	2	140	10	2400
[7]	2	40	20	2400
[8]	4	100	20	160
[9]	10	160	20	220
[10]	1	270	20	3200
[11]	4	40	5	2400
[12]	2	40	3	2400
[13]	4	40	2	2400
[14]	4	40	1	2400

Baustoff:
Baustahl S 355

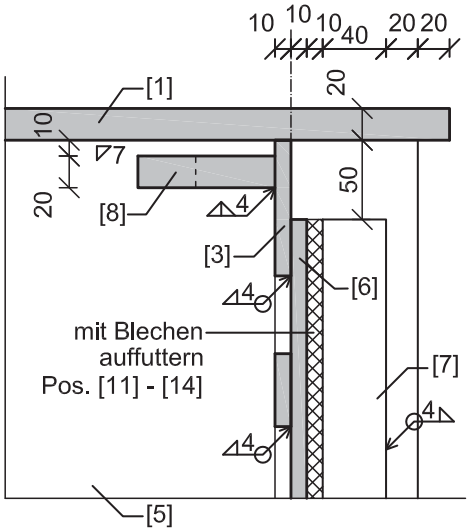
M: 1:10



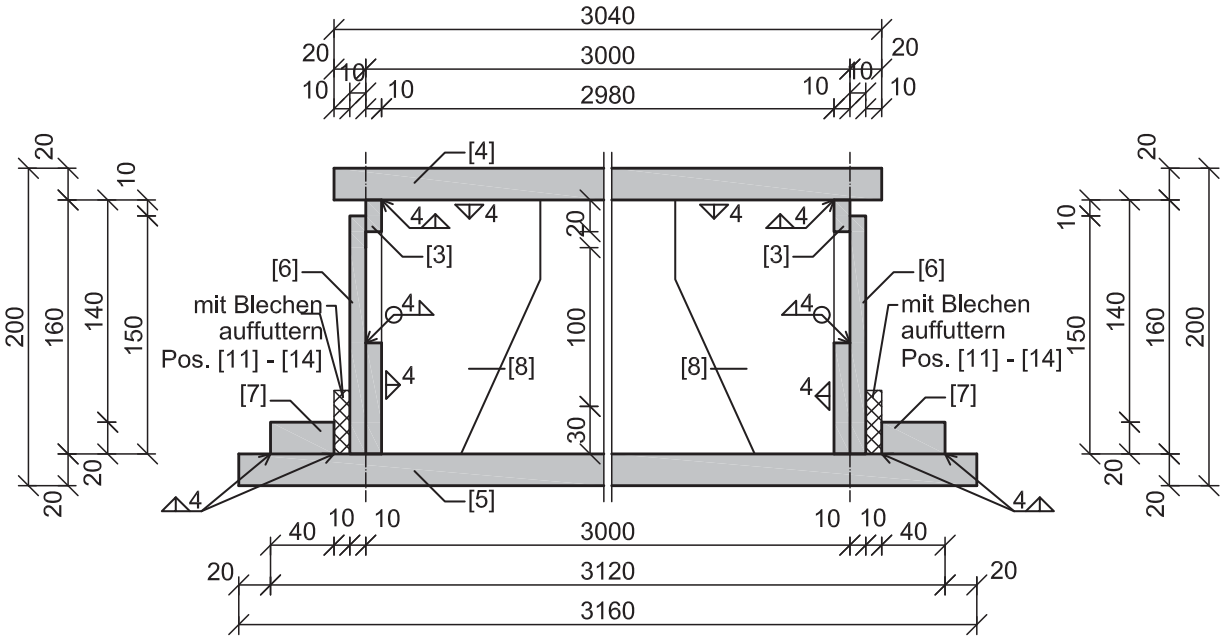
A.4 Platte Typ D

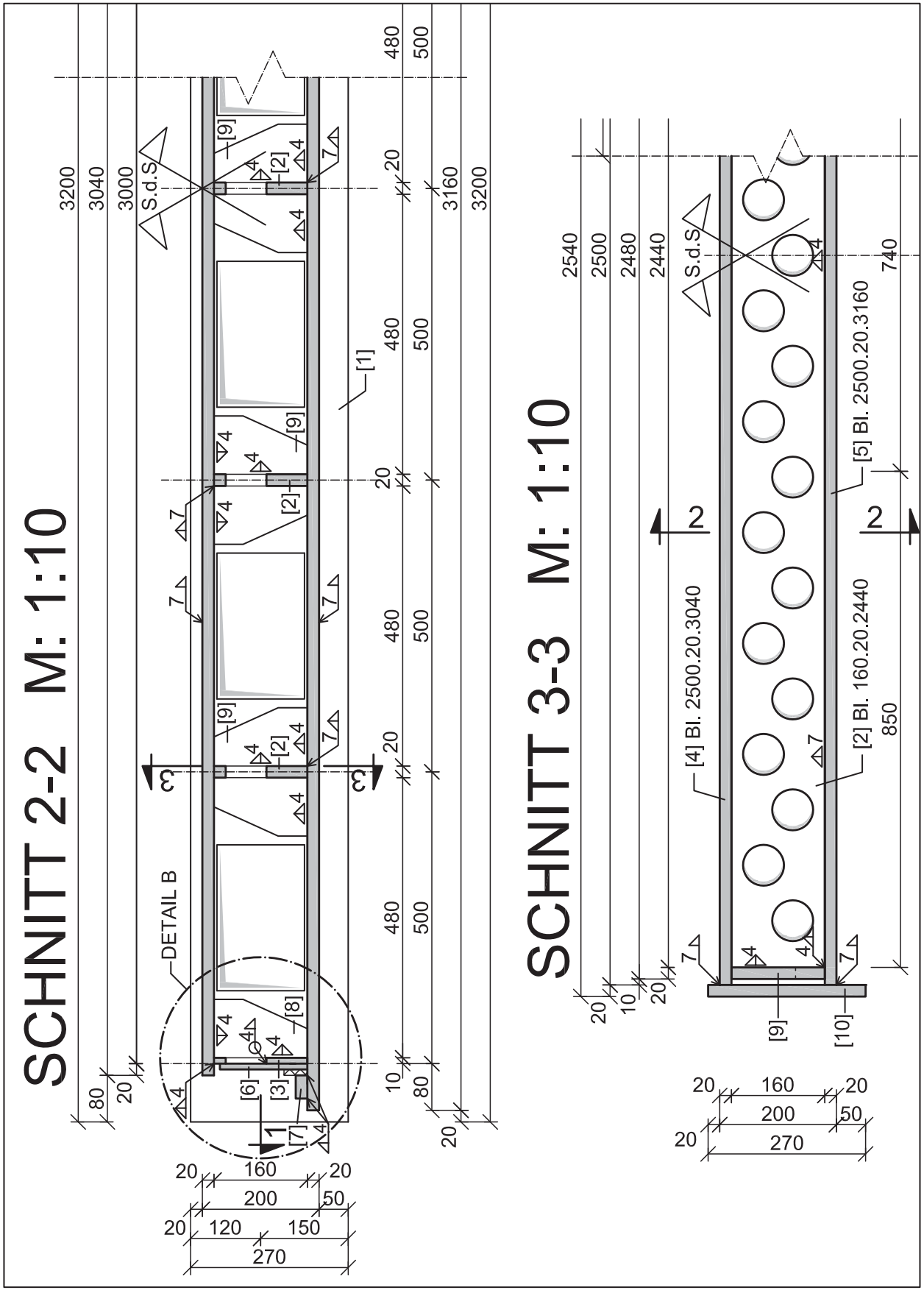

SCHNITT 1-1 M: 1:25
3200
3160
[1] Bl. 270.20...3200
Betonier-öffnung
DETAIL A
[2]
[3] Bl. 160.10.2500
[6] Bl. 150.10.2400
[7] Bl. 40.20...2400
[8]
[9]
[10] Bl. 270.20...3200
Pos. [1] Bl. 270.20.3200

DETAIL A M: 1:5



DETAIL B M: 1:5

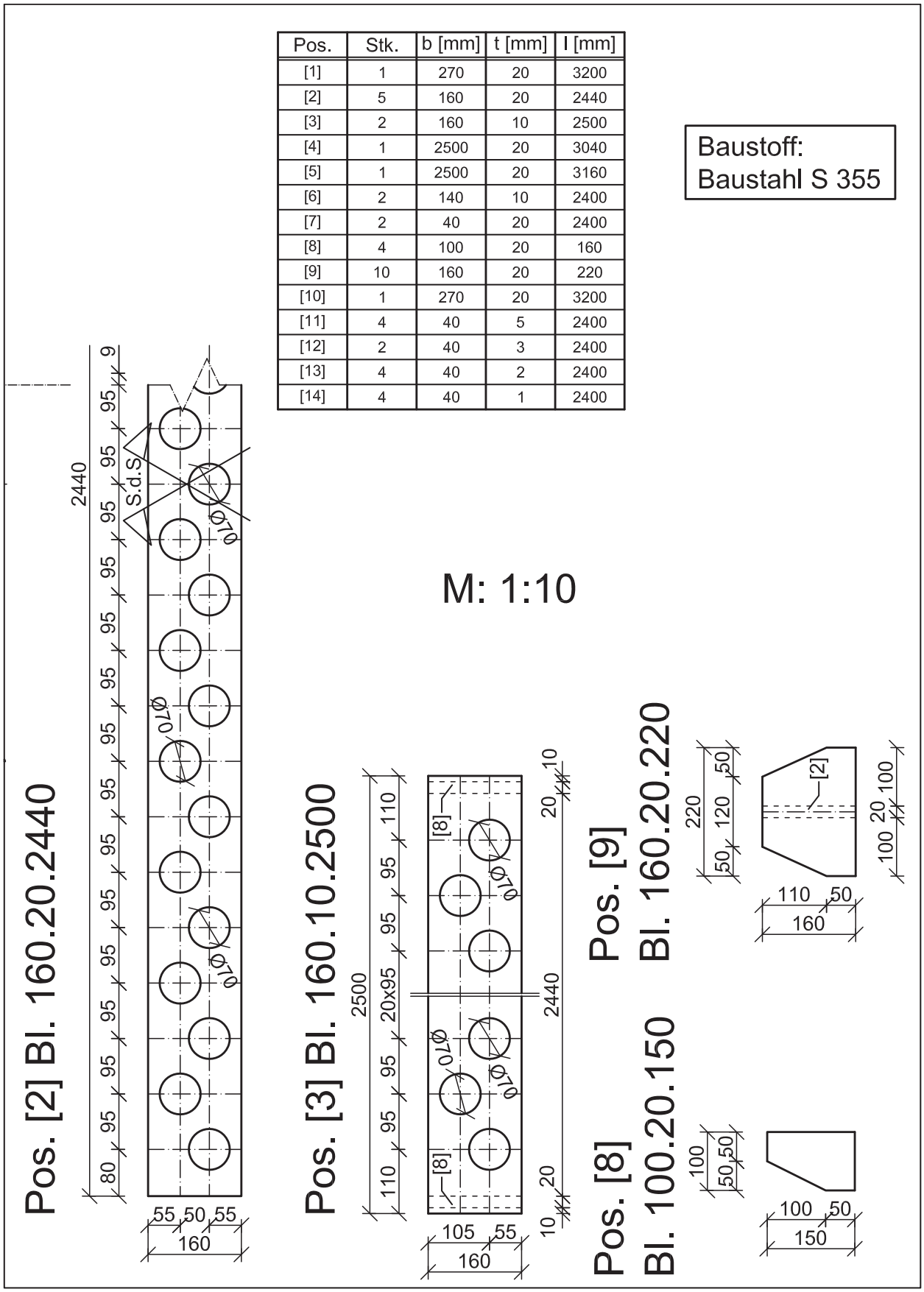



SCHNITT 2-2 M: 1:10
SCHNITT 3-3 M: 1:10
DETAIL B
S.d.S
[1]
[2]
[3]
[4] Bl. 2500.20.3040
[5] Bl. 2500.20.3160
[6]
[7]
[8]
[9]
[10]
3200
3040
3000
480
500
20
3160
80
10
120
150
160
200
50
270
2540
2500
2480
2440
740
850
1
2

Pos.	Stk.	b [mm]	t [mm]	l [mm]
[1]	1	270	20	3200
[2]	5	160	20	2440
[3]	2	160	10	2500
[4]	1	2500	20	3040
[5]	1	2500	20	3160
[6]	2	140	10	2400
[7]	2	40	20	2400
[8]	4	100	20	160
[9]	10	160	20	220
[10]	1	270	20	3200
[11]	4	40	5	2400
[12]	2	40	3	2400
[13]	4	40	2	2400
[14]	4	40	1	2400

Baustoff:
Baustahl S 355

M: 1:10



Anhang B

Material und Fertigungsdokumentation

B.1 Stahlbau

B.1.1 Materialzeugnisse

INSPEKČNÍ CERTIFIKÁT 3.2

INSPECTION CERTIFICATE, ABNAHMEPRÜFZEUGNIS, CERTIFICAT DE RÉCEPTION

A02

EN 10204:2004

EVRAZ VÍTKOVICE STEEL

A01,A05/ EVRAZ VÍTKOVICE STEEL, a.s.,
Ostrava-Hulváky Štramberská 2871/47, PSČ 709 00
ČESKÁ REPUBLIKA

A03/ Číslo dokumentu, No., Nr.	A02/Datum,Date	Strana,Page,Seite
30544/2008	04.07.2008	1/ 2

A06/ Odběratel/příjemce, Customer/consignee, Bestseller/Empfänger, Acheteur/destinataire

Ferona, a.s.
Divize I., O.Z.
Polygrafická 3/262
10833
Praha 10 - Malešice
CZ

A08/ Číslo zakázky výrobce, Manufacturer's works order No., Werksauftragsnr., Num. de la comande de l'usine productrice

A07/ Číslo objednávky odběratele, Purchaser's order No., Kundenbestellnr., Numéro de la comande du kliení

111844
396227/9

A10/ Avizo č., Advice Note No., Avizo Nr., Avizo No.:

B14/Vagón č., Wagon No., Waggon Nr.:

B13/Sk.hm, Act.mass,Ist-Masse,Masse eff:

45 964 kg

Most Lochkov

TÜV CERT

EN ISO 9001:2000 / EN ISO 14001:2004
Certifikáty č. 041003144/000-E1, 04 104 039144

B01/ Výrobek, Product, Erzugnis, Produit, B08/ Počet ks, No.of pieces, Stückzahl, B09-B11/Rozměry,Dimensions,Maße, B12/Teor.hm.,Th.mass,Th.Masse,Masse th.	B02/ Označení oceli, Steel designation, Stahlbezeichnung, Désignation de l'acier	B03/ Dodací podmínky, Terms of Delivery, Lieferbedingungen, Conditions de livraison
45 964 kg 7 plechů	B04/Stav výrobku při dodání,Product delivery condition, Lieferzustand des Erzeugnisses, Etat de livraison: S355J2+Z15+N B05/Referenční zprac., Reference treatment of symplex, Referenz behandlung,Traitement de référence des échantillons: S355J2+Z15+N	EN 10025-2 EN 10029 B/N EN 10163-2 Tř. B Podsk. 3 EN 10164

B14/ Tavba č. Heat No. Schmelze Nr. No de la coulée		B08/ Počet ks No.of pieces Stückzahl No.de pièces	C00/Identifik. Identification Identifizierung Identification		Zkouška tahem, Tensile test, Zugversuchkeit, Essai de traction							Zkouška rázem v ohybu [J], Impact test [J], Kerbschlegversuchkeit [J], Essai de résilience [J]					
	C70			C01	C02	C03 [°C]	C10	C11 Type	C13 Type	C11 [MPa]	C12 [MPa]	C13 [%]	C02	C03[°C]	C40, C41	C42	C43
19997	Y		145362 A T			20	P	ReH	A5	402	563	28.7	L	-20	KV	160 166 179	168
21474	Y		145180 A T			20	P	ReH	A5	404	565	27.8	L	-20	KV	171 208 210	196
31172	Y		145167 A T			20	P	ReH	A5	410	567	32.4	L	-20	KV	174 196 170	180
32938	Y		144394 A T			20	P	ReH	A5	388	573	26.7	L	-20	KV	153 160 197	170
33069	Y		144344 A T			20	P	ReH	A5	393	556	28.6	L	-20	KV	173 206 185	188

Výsledky jiných zkoušek, Results of other tests, Ergebnisse anderer Prüfungen, Resultats des autres assais:

19997	145362	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku:	zúžení 1: 68.7 2: 67.2 3: 69.2
21474	145180	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku:	zúžení 1: 63.5 2: 73.0 3: 69.9
31172	145167	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku:	zúžení 1: 68.1 2: 63.0 3: 68.7
32938	144394	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku:	zúžení 1: 64.7 2: 58.8 3: 63.6
33069	144344	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku:	zúžení 1: 58.8 2: 55.9 3: 54.1

C71-C92/ Chemické složení [%]

tavba	C	Mn	Si	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Ti	Al	N	Nb	CEV
19997	0.166	1.390	0.360	0.016	0.003	0.020	0.020	0.070	0.005	0.004	0.004	0.045	0.006	0.028	0.42
21474	0.179	1.480	0.360	0.008	0.006	0.008	0.051	0.017	0.002	0.040	0.002	0.038	0.004	0.036	0.44
31172	0.189	1.420	0.340	0.009	0.005	0.006	0.047	0.020	0.002	0.039	0.003	0.034	0.005	0.040	0.44
32938	0.202	1.490	0.340	0.014	0.006	0.008	0.047	0.021	0.002	0.007	0.002	0.032	0.005	0.004	0.46
33069	0.190	1.500	0.320	0.014	0.007	0.005	0.051	0.019	0.002	0.008	0.002	0.032	0.005	0.004	0.45

B07/ Identifikace výrobků

tavba	rozměry	zakázka	ks	kg	čís.zk	plechy	
33069	20 - 2500 - 10980	188406 /2008	3	12 930	144344	355791	101 102 201
19997	25 - 1690 - 11050	188419 /2008	1	3 665	145362	358076	001
31172	30 - 2610 - 15360	188446 /2008	1	9 441	145167	359864	001
32938	35 - 2450 - 15410	188455 /2008	1	10 373	144394	355805	001
21474	35 - 2700 - 12880	188461 /2008	1	9 555	145180	359855	001

B06/ Značení výrobku, Marking of the produkt Kennzeichnung des Erzeugnisses, Marquage du produit:
Vývalek, Plech, Tavba, Jakost, Zkouška / Rolled product No., Plate No., Heat No., Quality, Test No. / Walzstük, Blech, Schmelzen, Qualität, Probe

Z01/ Tímto prohlašujeme na svou výlučnou odpovědnost, že uvedené výrobky na něž se vztahuje toto prohlášení jsou ve shodě s předpisy, které jsou specifikovány kupní smlouvou a je na výrobky vydáno prohlášení o shodě podle zákona č. 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky a o změně a doplnění některých zákonů, ve znění pozdějších předpisů a nařízení vlády č. 190/2002 Sb.. Es wird hiermit auf ausschliessliche Veratwortlichkeit erklärt, dass die hier angeführten Erzeugnisse auf die sich diese Erklärung bezieht, entsprechen den im Kaufvertrag spezifizierten Vorschriften. Thereby we declare to our exclusive responsibility that the mentioned products to which this declaration is in accordance with regulations, which are specified by the contract. Nous déclarons á notre responsabilité exclusive que les produits mentionnés se réferant á cette déclaration sont conformes aux prescriptions spécifiées par le contrat d'achat.

A04/ Značka výrobce:
Manufacturer´s mark:
Zeichen des Herstellers:
Marque du oroducteur:

Z02/ Ověření platnosti
Z03/ Razítko zástupce kontroly

EVRAZ VÍTKOVICE STEEL
Miloš PODGRABINSKI
Independent authorized agent
unabhängiger berechtiger Vertreter
nezávislý oprávněný zástupce

Znalec / Inspector /
Prüfer / L'expert de l'usine

C01/ Umístění vzorku, tělesa; A - hlava, Top, Kopf, tête; Z - pata, Bottom, Fuss, pied
C02/ Směr zkušebních vzorků: L - podélná, longitudinal, längs; T - příčná, transverse, quer, transversal; Z - vertikální, vertical, senkrecht
C03/ Zkušební teplota, Test temperature, Prüftemperatur, Température d'essai
C10/ Tvar zkušebního vzorku: P - prizmatický, prismatic, prismatisch, C- cylindrický, cylindric, zylindrisch
C11/ Výrazná nebo smluvní mez kluzu, Yield or proof strength, Streto oder Dehngrenze, Limite d'élasticité
C12/ Mez pevnosti v tahu, Tensile strength , Zugfestigkeit, Résistance à la traction
C13/ Tažnost, Elongation after fracture, Bruchdehnung, Allongement après rupture
C40/ Tvar zkušebního tělesa, C41/Šířka zkušebního tělesa, C42/Jednotlivé hodnoty, C43/ Střední hodnota
C70/ Způsob výroby oceli, Steelmaking process, Stahlherstellungverfahre, Mode d'élaboration de l'acier, BO=Y

200-F92

INSPEKČNÍ CERTIFIKÁT 3.2

INSPECTION CERTIFICATE, ABNAHMEPRÜFZEUGNIS, CERTIFICAT DE RÉCEPTION

A02

EN 10204:2004

EVRAZ VÍTKOVICE STEEL

A01,A05/ EVRAZ VÍTKOVICE STEEL, a.s.,
Ostrava-Hulváky Štramberská 2871/47, PSČ 709 00
ČESKÁ REPUBLIKA

A03/ Číslo dokumentu, No., Nr.	202/Datum,Date	Strana,Page,Seite
30544/2008	04.07.2008	2/ 2

A08/ Číslo zakázky výrobce, Manufacturer's works order No., Werksauftragsnr., Num. de la commende de l'usine productrice

TÜV CERT

EN ISO 9001:2000 / EN ISO 14001:2004
Certifikáty č. 04100344/000-E1, 04 104 030144

B14/ Tavba č. Heat No. Schmelze Nr. No de la coulée		B08/ Počet ks No.of pieces Stückzahl No.de pièces	C00/Identifik. Identification Identifizierung Identification	Zkouška tahem, Tensile test, Zugversuchkeit, Essai de traction									Zkouška rázem v ohybu (J), Impact test (J), Kerbschlegversuchkeit (J), Essai de résilience (J)			
				C01	C02	C03 (°C)	C10	C11 Type	C13 Type	C11 [MPa]	C12 [MPa]	C13 [%]	C02	C03(°C)	C40, C41	C42	C43

Plechy při zkoušce ultrazvukem vyhověly dle ČSN EN 10160 plocha stupeň S1, rastr 200x200 mm.

Radioizotopická aktivita materiálu nepřekročila 0,1 Bq/g.

CE

0045

Evraz Vítkovice Steel, a.s.
Štramberská 2871/47
CZ- 709 00 Ostrava-Hulváky

06
0045-CPD-0759

EN 10025-1

Za tepla válcované konstrukční a stavební ocelové výrobky
Uvažované použití: Konstrukce budov nebo stavebnictví
Mezní úchylky rozměrů a tolerance tvaru: Plech

Prodloužení	: Ocel	EN 10029 B/N
Mez pevnosti v tahu		S355J2+Z15+N - EN 10025-2
Výrazná mez kluzu		
Rázová houževnatost		
Svařitelnost		
Životnost: Neurčuje se		
Sledované látky: Neurčují se		

B06/ Značení výrobku, Marking of the produkt Kennzeichnung des Erzeugnisses, Marquage du produit:
Vývalek, Plech, Tavba, Jakost, Zkouška / Rolled product No., Plate No., Heat No., Quality, Test No. / Walzstück, Blech, Schmelzen, Qualität, Probe

201/ Tímto prohlašujeme na svou výlučnou odpovědnost, že uvedené výrobky na něž se vztahuje toto prohlášení jsou ve shodě s předpisy, které jsou specifikovány kupní smlouvou a je na výrobky vydáno prohlášení o shodě podle zákona č. 22/1997 Sb., o technických požadavcích na výrobky a o změně a doplnění některých zákonů, ve znění pozdějších předpisů a nařízení vlády č. 190/2002 Sb.. Es wird hiermit auf ausschliessliche Verantwortlichkeit erklärt, dass die hier angeführten Erzeugnisse auf die sich diese Erklärung bezieht, entsprechen den im Kaufvertrag spezifizierten Vorschriften. Thereby we declare to our exclusive responsibility that the mentioned products to which this declaration is in accordance with regulations, which are specified by the contract. Nous déclarons à notre responsabilité exclusive que les produits mentionnés se réferant à cette déclaration sont conformes aux prescriptions spécifiées par le contrat d'achat.

A04/ Značka výrobce:
Symbol of the manufacturer's:
Herstellerzerchen:
Sigle de l'usine:

202/ Ověření platnosti
203/ Razítko zástupce kontroly

EVRAZ VÍTKOVICE STEEL
Miloš PODGRABINSKI
Independent authorized agent
unabhängiger berechtiger Vertreter
nezávislý oprávněný zástupce

C01/ Umístění vzorku, tělesa; A - hlava, Top, Kopf, tête; Z - pata, Bottom, Fuss, pied
C02/ Směr zkušebních vzorků: L - podélná, longitudinal, längs; T - příčná, transverse, quer, transversal; Z - vertikální, vertical, senkrecht
C03/ Zkušební teplota, Test temperature, Prüftemperatur, Température d'essai
C10/ Tvar zkušebního vzorku: P – prizmatický, prismatic, prismatisch, C- cylindrický, cylindric, zylindrisch
C11/ Výrazná nebo smluvní mez kluzu, Yield or proof strength, Streto oder Dehngrenze, Limite d'élasticité
C12/ Mez pevnosti v tahu, Tensile strength , Zugfestigkeit, Résistance à la traction
C13/ Tažnost, Elongation after fracture, Bruchdehnung, Allongement après rupture
C40/ Tvar zkušebního tělesa, C41/Šířka zkušebního tělesa, C42/Jednotlivé hodnoty, C43/ Střední hodnota
C70/ Způsob výroby oceli, Steelmaking process, Stahlherstellungverfahre, Mode d'élaboration de l'acier, BO=V

Znalec / Inspector / Prüfer / L'expert de l'usine

200-F93

INSPEKČNÍ CERTIFIKÁT 3.2

INSPECTION CERTIFICATE, ABNAHMEPRÜFZEUGNIS, CERTIFICAT DE RÉCEPTION

EN 10204:2004

EVRAZ VÍTKOVICE STEEL

30544/2008 04.07.2008 1/2

Ferona, a.s.
Divize I., O.Z.
Polygrafická 3/262
10833
Praha 10 - Malešice
CZ

111844
396227/9

45 964 kg

Most Lochkov

TÜV CERT

45 964 kg
7 plechů

S355J2+Z15+N

S355J2+Z15+N

EN 10025-2
EN 10029 B/N
EN 10163-2 Tř. B Podsk. 3
EN 10164

19997	Y	145362	A	T	20	P	ReH	A5	402	563	28.7		L	-20	KV	160	166	179	168
21474	Y	145180	A	T	20	P	ReH	A5	404	565	27.8		L	-20	KV	171	208	210	196
31172	Y	145167	A	T	20	P	ReH	A5	410	567	32.4		L	-20	KV	174	196	170	180
32938	Y	144394	A	T	20	P	ReH	A5	388	573	26.7		L	-20	KV	153	160	197	170
33069	Y	144344	A	T	20	P	ReH	A5	393	556	28.6		L	-20	KV	173	206	186	188

19997	145362	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku: zúžení	1: 68.7 2: 67.2 3: 69.2
21474	145180	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku: zúžení	1: 63.5 2: 73.0 3: 69.9
31172	145167	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku: zúžení	1: 68.1 2: 63.0 3: 68.7
32938	144394	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku: zúžení	1: 64.7 2: 58.8 3: 63.6
33069	144344	A	Z	20	zkouška tahem kolmo k povrchu výrobku: zúžení	1: 58.8 2: 55.9 3: 54.1

3205-028
Schnitt plan
TYP A

tavba	C	Mn	Si	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Ti	Al	N	Nb	CEV
19997	0,166	1.390	0.360	0.016	0.003	0.020	0.020	0.070	0.005	0.004	0.004	0.045	0.006	0.028	0.42
21474	0,179	1.480	0.360	0.008	0.006	0.008	0.051	0.017	0.002	0.040	0.002	0.038	0.004	0.036	0.44
31172	0,189	1.420	0.340	0.009	0.005	0.006	0.047	0.020	0.002	0.039	0.003	0.034	0.005	0.040	0.44
32938	0.202	1.490	0.340	0.014	0.006	0.008	0.047	0.021	0.002	0.007	0.002	0.032	0.005	0.004	0.46
33069	0,190	1.500	0.320	0.014	0.007	0.005	0.051	0.019	0.002	0.008	0.002	0.032	0.005	0.004	0.45

tavba	rozměry	zakázka	ks	kg	čís.zk	plechy
33069	20 - 2500 - 10980	188406 /2008	3	12 930	144344	355791 101 102 201
19997	25 - 1690 - 11050	188419 /2008	1	3 665	145362	358076 001
31172	30 - 2610 - 15360	188446 /2008	1	9 441	145167	359864 001
32938	35 - 2450 - 15410	188455 /2008	1	10 373	144394	355805 001
21474	35 - 2700 - 12880	188461 /2008	1	9 555	145180	359855 001

EVRAZ VÍTKOVICE STEEL
Miloš PODGRABINSKI
Independent authorized agent
unabhängiger bevollmächtigter Vertreter
nezávislý oprávněný zástupce

ISO 9001 CE 0948 2006 0098 CPD 0002

ArcelorMittal Galați S.A. - Romania

ArcelorMittal

CUSTOMER / CLIENT : ARCELOR DISTRIBUCE
PRODUCT / PRODUS : HOT ROLLED PLATES
STEEL GRADE/MARCA OTEL: S355J2+N
NORM / STANDARD : EN 10025/2-2004;

INSPECTION CERTIFICATE 20243893
ACCORDING TO : EN 10204/2004/3.1
DATE : 02.12.2008

ORDER / COMANDA : 901111/50089059/PO 2008010225
DISPATCH / AVIZ EXPEDITIE : 6389976
WAGON / ID TRANSPORT : M/S UML VAB
TRACKING NO. :

TOTAL NUMBER OF PIECES: 70 / TOTAL WEIGHT: 223.725,00 KG

NO	PLATE	HEAT NO	DIMENSIONS MMxMMxMM	PC	TEST NO	UTS N/mm2	YTS N/mm2	LO mm	El %	Type CHPV	Temp °C	CHPVL J	CHPVL J	CHPVL J	TEST NO
1	691092/02/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
2	691092/02/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
3	691092/02/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
4	691092/02/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
5	910137/01/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
6	910137/01/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
7	910137/01/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
8	910137/02/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
9	910137/02/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
10	910137/02/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
11	910137/02/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
12	910137/03/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
13	910137/03/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
14	910137/03/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
15	910137/03/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
16	910137/04/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
17	910137/04/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
18	910137/04/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
19	910137/04/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
20	910137/05/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
21	910137/05/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
22	910137/05/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
23	910137/05/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	125	25	10	-20	30	42	25	E2034
24	910138/01/01	Y917877	20,00x2500x12000	1	E2043	544	383	125	23	10	-20	46	40	44	E2043
25	910138/02/01	Y917877	20,00x2500x12000	1	E2043	544	383	125	23	10	-20	46	40	44	E2043
26	910672/01/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
27	910672/02/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
28	910672/03/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
29	910672/04/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
30	910672/05/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
31	910672/06/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
32	910672/07/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
33	910672/08/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2505	573	382	50	26	10	-20	84	78	86	E2505
34	910103/01/02	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
35	910103/01/03	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
36	910103/02/01	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
37	910103/02/02	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
38	910103/02/03	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
39	911242/01/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245
40	911242/02/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245
41	911242/03/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245

CHEMICAL COMPOSITION (%) - L = Heat

HEAT NO	C	Si	Mn	P	S	Al	As	Ti	V	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	B	N2	Ca	CEV2
L 917877	0,1550	0,2900	1,4900	0,0180	0,0090	0,0390	0,0050	0,0040	0,0010	0,0150	0,0150	0,0150	0,0030	0,0010	0,0001	0,0090	0,0001	0,4091
L 918024	0,1850	0,2800	1,4500	0,0170	0,0100	0,0570	0,0040	0,0030	0,0010	0,0080	0,0040	0,0090	0,0010	0,0010	0,0001	0,0090	0,0001	0,4297
L 930960	0,1600	0,2800	1,5000	0,0180	0,0100	0,0400	0,0050	0,0040	0,0010	0,0080	0,0050	0,0070	0,0010	0,0010	0,0001	0,0079	0,0001	0,4127
L 931082	0,1750	0,2800	1,4700	0,0170	0,0080	0,0320	0,0040	0,0040	0,0010	0,0100	0,0100	0,0150	0,0020	0,0010	0,0001	0,0064	0,0001	0,4249

Steelmaking process:
Made by BOF-Continuous Casting
Carbon equivalent formula:

CEV2 = C+Mn/6+(Cr+Mo+V)/5+(Ni+Cu)/15

Delivery condition: Normalizing rolled

Checking of marking, surface, shape and dimensions-ok
Surface: EN 10163/2-2004, class A, subclass 1

Tolerance:
Sizes: EN 10029/1991, tab.1 class A, tab.2, tab.3
Flatness: EN 10029/1991, class N, tab.4

Marking: PO 2008010225

THIRD PART INSPECTION

SIGNATURE

INSPECTOR'S STAMP

INSPECTOR OF QUALITY
CONTROL DEPARTMENT
SIGNATURE 13
LIGIA CRUCIANU
INSPECTOR'S STAMP

ArcelorMittal Galati 1, Smardan Street 800650 Galati
T +40 236 40 7315 F +40 236 40 7609
www.arcelormittal.com

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL HAS BEEN MADE BY AN APPROVED PROCESS AND SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCEwd: F SAP 017 rev.1
WITH THE REQUIREMENTS SPECIFIED IN THE ORDER WITH SATISFACTORY RESULTS

IQNet 0098 0098 CPD 0002 2006

ArcelorMittal Galaţi S.A. - Romani(

ArcelorMittal

CUSTOMER / CLIENT : ARCELOR DISTRIBUCE
PRODUCT / PRODUS : HOT ROLLED PLATES
STEEL GRADE/MARCA OTEL: S355J2+N
NORM / STANDARD : EN 10025/2-2004;

INSPECTION CERTIFICATE 20243893
ACCORDING TO : EN 10204/2004/3.1
DATE : 02.12.2008

ORDER / COMANDA : 901111/50009059/PO 2008010225
DISPATCH / AVIZ EXPEDITIE : 6389976
WAGON / ID TRANSPORT : M/S BNL VAR
TRACKING NO. :

TOTAL NUMBER OF PIECES: 70 / TOTAL WEIGHT: 223.725,00 KG

NO	PLATE	HEAT NO	DIMENSIONS MMxMMxMM	PC	TEST NO	UTS N/mm2	YTS N/mm2	LO mm	El %	Type CHPV	Temp °C	CHPVL J	CHPVL J	CHPVL J	TEST NO
42	911242/04/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245
43	911242/05/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245
44	911242/06/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245
45	911242/07/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245
46	911242/08/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	125	23	10	-20	71	79	84	E2245
47	911242/09/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2246	563	355	125	23	10	-20	61	74	90	E2246
48	911242/10/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2246	563	355	125	23	10	-20	61	74	90	E2246
49	911243/01/01	Y931082	25,00x2000x6000	1	E2247	522	364	140	24	10	-20	84	90	93	E2247
50	911243/01/02	Y931082	25,00x2000x6000	1	E2247	522	364	140	24	10	-20	84	90	93	E2247
51	911243/01/03	Y931082	25,00x2000x6000	1	E2247	522	364	140	24	10	-20	84	90	93	E2247
52	911243/02/01	Y931082	25,00x2000x6000	1	E2247	522	364	140	24	10	-20	84	90	93	E2247
53	911243/02/02	Y931082	25,00x2000x6000	1	E2247	522	364	140	24	10	-20	84	90	93	E2247
54	911243/02/03	Y931082	25,00x2000x6000	1	E2247	522	364	140	24	10	-20	84	90	93	E2247
55	911243/03/01	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
56	911243/03/02	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
57	911243/04/01	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
58	911243/04/02	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
59	911243/05/01	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
60	911243/05/02	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
61	911243/06/01	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
62	911243/06/02	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
63	911243/07/01	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
64	911243/07/02	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
65	911243/08/01	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
66	911243/08/02	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
67	911243/09/01	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2248	535	369	50	22	10	-20	64	69	74	E2248
68	911243/09/02	Y931082	35,00x2000x6000	1	E2249	547	382	50	24	10	-20	110	115	120	E2249
69	911244/02/01	Y931082	55,00x2000x6000	1	E2249	547	382	50	24	10	-20	110	115	120	E2249
70	911244/03/01	Y931082	55,00x2000x6000	1	E2336	537	396	50	30	10	-20	71	79	73	E2336

CHEMICAL COMPOSITION (%) L = Heat

HEAT NO	-C-	-Si-	-Mn-	-P-	-S-	-Al-	-As-	-Ti-	-V-	-Cu-	-Ni-	-Cr-	-Mo-	-Nb-	-B-	-N2-	-Ca-	-CEV2-
L 931082	0,1750	0,2800	1,4700	0,0170	0,0080	0,0320	0,0040	0,0040	0,0010	0,0100	0,0100	0,0150	0,0020	0,0010	0,0001	0,0064	0,0001	0,4249

Steelmaking process:
Made by BOF-Continuous Casting
Carbon equivalent formula:

CEV2 = C+Mn/6+(Cr+Mo+V)/5+(Ni+Cu)/15

Delivery condition: Normalizing rolled

Checking of marking, surface, shape and dimensions-ok
Surface: EN 10163/2-2004, class A, subclass 1

Tolerance:
Sizes: EN 10029/1991, tab.1 class A, tab.2, tab.3
Flatness: EN 10029/1991, class N, tab.4

Marking: PO 2008010225

THIRD PART INSPECTION

SIGNATURE

INSPECTOR'S STAMP

INSPECTOR OF QUALITY CONTROL DEPARTMENT

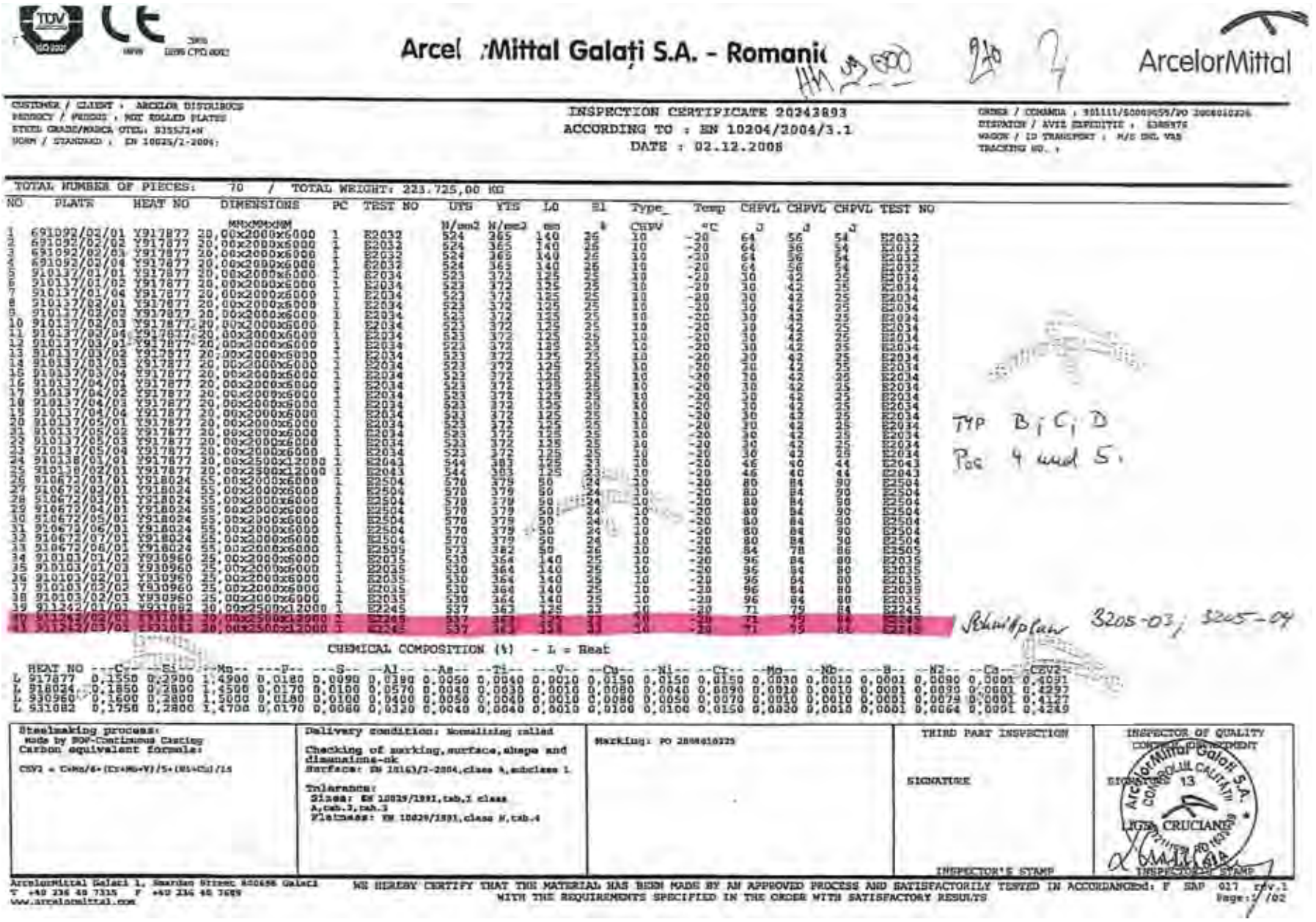
SIGNATURE 13

ArcelorMittal Galaţi S.A. CONTROLUL CALITĂŢII LIGIA CRUCIANEC

INSPECTOR'S STAMP

ArcelorMittal Galati 1, Smardan Street 800698 Galati
T +40 236 40 7315 F +40 236 40 7609
www.arcelormittal.com

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL HAS BEEN MADE BY AN APPROVED PROCESS AND SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS SPECIFIED IN THE ORDER WITH SATISFACTORY RESULTS



ArcelorMittal Galați S.A. - Romania

ArcelorMittal

CUSTOMER / CLIENT : ARCELOR DISTRIBUCE
AGENCY / PERSOS : NOT ROLLED PLATES
STEEL GRADE/MARCA OTEL: S355J2+N
NORM / STANDARD : EN 10025/2-2004;

INSPECTION CERTIFICATE 20243893
ACCORDING TO : EN 10204/2004/3.1
DATE : 02.12.2008

ORDER / COMANDA : 901111/50009659/PO 2808610226
DISPATCH / AVIZ EXPEDITIE : 5388976
WAGON / ID TRANSPORT : M/S DEL VAS
TRACKING NO. :

TOTAL NUMBER OF PIECES: 70 / TOTAL WEIGHT: 223.725,00 KG

NO	PLATE	HEAT NO	DIMENSIONS MMxMMxMM	PC	TEST NO	UTS N/mm2	YIS N/mm2	LO mm	El %	Type CHVV	Temp °C	CHPVL J	CHPVL J	CHPVL J	TEST NO
1	691092/02/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
2	691092/02/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
3	691092/02/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
4	691092/02/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2032	524	365	140	26	10	-20	64	56	54	E2032
5	910137/01/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
6	910137/01/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
7	910137/01/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
8	910137/02/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
9	910137/02/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
10	910137/02/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
11	910137/02/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
12	910137/03/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
13	910137/03/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
14	910137/03/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
15	910137/03/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
16	910137/04/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
17	910137/04/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
18	910137/04/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
19	910137/04/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
20	910137/05/01	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
21	910137/05/02	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
22	910137/05/03	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
23	910137/05/04	Y917877	20,00x2000x6000	1	E2034	523	372	135	25	10	-20	30	42	25	E2034
24	910138/01/01	Y917877	20,00x2500x12000	1	E2043	544	383	135	23	10	-20	46	40	44	E2043
25	910138/02/01	Y917877	20,00x2500x12000	1	E2043	544	383	135	23	10	-20	46	40	44	E2043
26	910672/01/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
27	910672/02/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
28	910672/03/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
29	910672/04/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
30	910672/05/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
31	910672/06/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
32	910672/07/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2504	570	379	50	24	10	-20	80	84	90	E2504
33	910672/08/01	Y918024	55,00x2000x6000	1	E2505	573	382	50	26	10	-20	84	78	86	E2505
34	910103/01/02	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
35	910103/01/03	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
36	910103/02/01	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
37	910103/02/02	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
38	910103/02/03	Y930960	25,00x2000x6000	1	E2035	530	364	140	25	10	-20	96	84	80	E2035
39	911242/01/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	135	23	10	-20	71	75	84	E2245
40	911242/02/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	135	23	10	-20	71	75	84	E2245
41	911242/03/01	Y931082	20,00x2500x12000	1	E2245	537	363	135	23	10	-20	71	75	84	E2245

TYP B; C; D
Pos 4 und 5.

Schnittplan 3205-03; 3205-04

CHEMICAL COMPOSITION (%) - L = Heat

HEAT NO	C	Si	Mn	P	S	Al	As	Ti	V	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	B	N2	Ca	CEV2
L 917877	0,1550	0,2900	1,4900	0,0180	0,0090	0,0390	0,0050	0,0040	0,0010	0,0150	0,0150	0,0150	0,0030	0,0010	0,0001	0,0090	0,0001	0,4091
L 918024	0,1850	0,2800	1,4500	0,0170	0,0100	0,0570	0,0040	0,0030	0,0010	0,0080	0,0040	0,0090	0,0010	0,0010	0,0001	0,0090	0,0001	0,4297
L 930960	0,1600	0,2800	1,5000	0,0180	0,0100	0,0400	0,0050	0,0040	0,0010	0,0080	0,0050	0,0070	0,0010	0,0010	0,0001	0,0079	0,0001	0,4127
L 931082	0,1750	0,2800	1,4700	0,0170	0,0080	0,0320	0,0040	0,0040	0,0010	0,0100	0,0100	0,0150	0,0020	0,0010	0,0001	0,0064	0,0001	0,4249

Steelmaking process:
made by BOF-Continuous Casting
Carbon equivalent formula:

CEV2 = C+Mn/6+(Cr+Mo+V)/5+(Ni+Cu)/15

Delivery condition: Normalizing rolled

Checking of marking, surface, shape and dimensions-ok
Surface: EN 10163/2-2004, class A, subclass 1

Tolerances:
Sizes: EN 10029/1991, tab.1 class A, tab.3, tab.3
Flatness: EN 10029/1991, class N, tab.4

Marking: PO 2808610225

THIRD PART INSPECTION

SIGNATURE

INSPECTOR'S STAMP

INSPECTOR OF QUALITY
CONTROLUL CALITATII
ArcelorMittal Galati S.A.
13
CRUCIANU

INSPECTOR'S STAMP

ArcelorMittal Galati 1, Smardan Street 800654 Galati
T +40 236 48 7315 F +40 236 48 7689
www.arcelormittal.com

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL HAS BEEN MADE BY AN APPROVED PROCESS AND SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS SPECIFIED IN THE ORDER WITH SATISFACTORY RESULTS

Ed: F SAP 017 rev.1
Page: 1/ 02

B.1.2 Zuschnittpläne

3205-01

10x2300x7600/01 1[ks] 1x/0 mm

Plán: JK3205\3205-01 Datum: 13.7.2009 (13.7.2009)

EN ISO 9013 - IA + EN ISO 13920

Parametr řezání:	23/FE/130A		
Rozměry plechu:	10 x 2300 x 7600 mm	**Měřítko:**	1 : 39.2
Tloušťka plechu :	15 mm	**Min.mezera :**	15 mm
Jakost plechu:	S355	**Stroj:**	PLASMA
Kusy / Na stolu:	1/1 [ks]	**Číslo plechu/ID/atest:**	/ 0 /
Využití plechu:	28,2 %	**Počet progr.stopů:**	0 x
Řezání 1 řezákem:	117,527 m	**Propaly 1 hoř.:**	102 [ks]
Přejezdy.:	25,145 m	**Různé položky:**	8 [ks]
Čistý obvod:	115,706 m	**Celkem kusů (v 1 dávce):**	16 [ks]
Rychlost řezání:	2.68 m/min	**Šířka řez.spáry:**	2 mm

	Výkres / Soubor (Složka)	X mm	Y mm	Poč ks/D	Prop ks/D	Řez m	Obvod m/1	Ploch m2/1	Hmot kg/1	Hoř ks
1.	TYP-A-06	2400	140	2	2	10,194	5,080	0,336	26,376	1
2.	TYP-D-03B	2500	160	2	52	22,603	10,818	0,304	23,864	1
3.	TYP-B-06	2400	140	2	2	10,194	5,080	0,336	26,376	1
4.	TYP-C-06	2400	140	2	2	10,194	5,080	0,336	26,376	1
5.	TYP-D-06	2400	140	2	2	10,194	5,080	0,336	26,376	1
6.	TYP-A-03A	2500	150	2	2	16,061	8,013	0,267	20,959	1
7.	TYP-B-03A	2500	150	2	2	18,004	8,984	0,260	20,410	1
8.	TYP-C-03B	2500	160	2	30	20,082	9,718	0,290	22,765	1

NASTAVENÍ HOŘÁKŮ #(0;0 mm)

#1.

1x

T!	**INOLOG.ČASY / D**	**hod**	**min**	**sek**
	Čas řezání	0	43	51
	Čas rychloposuvu	0	1	15
	Celkové časy propalu	0	3	24
	Čas čištění trysek	0	10	33
	Čas pro další tabuli	0	0	0
	Čas značkování	0	0	0
	CELKOVÝ ČAS	0	59	4

HMOTNOSTI / 1	**kg**	**Soubor**
Celá tabule	1372,18	
Výpalky	387,01	
Šrot	966,72	
Odtav.kov	18,45	
Zbytek	0,00	
Spotřeba materiálu	1372,18	

20x2500x12000/01 1[ks] 2x/1243 mm

Plán: JK3205\3205-02 Datum: 13.7.2009 (13.7.2009)

EN ISO 9013 - IA + EN ISO 13920

Program + manuál?

Rozměry plechu:	20 x 2500 x 12000 mm	Měřítko:	1 : 61.9
Kraj plechu :	15 mm	Min.mezera :	15 mm
Jakost plechu:	S355	Stroj:	ACETYLEN
Dávky / Na stolu:	1/1 [ks]	Číslo plechu/ID/atest:	/ 0 /
Využití plechu:	85.7 %	Počet progr.stopů:	1 x
řezání 1 řezákem:	125,732 m	Propaly 1 hoř.:	81 [ks]
ojezdy.:	38,729 m	Různé položky:	14 [ks]
Čistý obvod:	225.248 m	Celkem kusů (v 1 dávce):	60 [ks]
Rychlost řezání:	0.505 m/min	Šířka řez.spáry:	2.1 mm

	Výkres / Soubor (Složka)	X mm	Y mm	Poč ks/D	Prop ks/D	Řez m	Obvod m/1	Ploch m2/1	Hmot kg/1	Hoř ks
1.	TYP-A-02	2440	160	4	2	15,913	7,913	0,282	44,274	2
2.	TYP-B-02	2440	160	4	4	17,813	8,684	0,275	43,175	2
3.	TYP-C-02	2440	160	4	60	19,974	9,598	0,280	43,960	2
4.	TYP-A-09	220	160	10	10	3,538	0,682	0,030	4,710	2
5.	TYP-B-09	220	160	10	10	3,538	0,682	0,030	4,710	2
6.	TYP-C-09	220	160	2	2	0,708	0,682	0,030	4,710	2
7.	TYP-C-08B	100	160	4	4	1,014	0,481	0,013	2,041	2
8.	TYP-D-08B	100	160	4	4	1,014	0,481	0,013	2,041	2
9.	TYP-A-08A	100	150	4	4	0,976	0,462	0,012	1,884	2
10.	TYP-B-08A	100	150	4	4	0,975	0,462	0,012	1,884	2
11.	TYP-A-01	3200	270	(4)	26	23,878	11,740	0,639	100,323	2
12.	TYP-A-10	3200	270	(4)	4	13,992	6,940	0,864	135,648	2
13.	TYP-A-05	3160	2500	1	1	11,320	11,320	7,900	1240,300	1
14.	TYP-A-04	3040	2500	1	1	11,080	11,080	7,600	1193,200	1

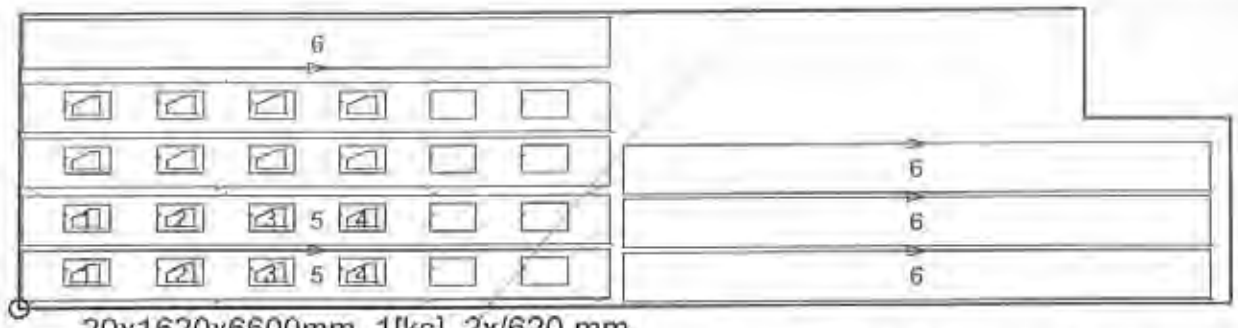
NASTAVENÍ HOŘÁKŮ #(0;0 mm)

	#1.	2.	3.
1. 2x	X <1243>	X	-
2. 1x	X	-	-

TECHNOLOG.ČASY / D	hod	min	sek
Čas řezání	4	8	59
Čas rychloposuvu	0	1	56
Celkové časy propalu	0	19	43
Čas čištění trysek	0	11	54
Čas pro další tabuli	0	0	0
Čas značkování	0	0	0
CELKOVÝ ČAS	4	42	31

HMOTNOSTI / 1	kg	Soubor
Celá tabule	4710,00	
Výpalky	4038,04	
Šrot	596,44	
Odtav.kov	75,52	
Zbytek	0,00	
Spotřeba materiálu	4710,00	

3205-02AA



20x1620x6600mm 1[ks] 2x/620 mm

Plán: JK3205\3205-02AA Datum: 21.7.2009 (21.7.2009)

EN ISO 9013 - IA + EN ISO 13920

Rozměry plechu:	20 x 1620 x 6600 mm	Měřítko:	1 : 34,3
Kraj plechu :	15 mm	Min.mezera :	15 mm
Jakost plechu:	S355	Stroj:	ACETYLEN
Dávky / Na stolu:	1/1 [ks]	Číslo plechu/ID/atest:	0 / 0 /
Využití plechu:	60,8 %	Počet progr.stopů:	1 x
řání 1 řezákem:	56,781 m	Propaly 1 hoř.:	33 [ks]
ojezdy.:	21,433 m	Různé položky:	6 [ks]
Čistý obvod:	82,264 m	Celkem kusů (v 1 dávce):	24 [ks]
Rychlost řezání:	0,505 m/min	Šířka řez.spáry:	2,1 mm

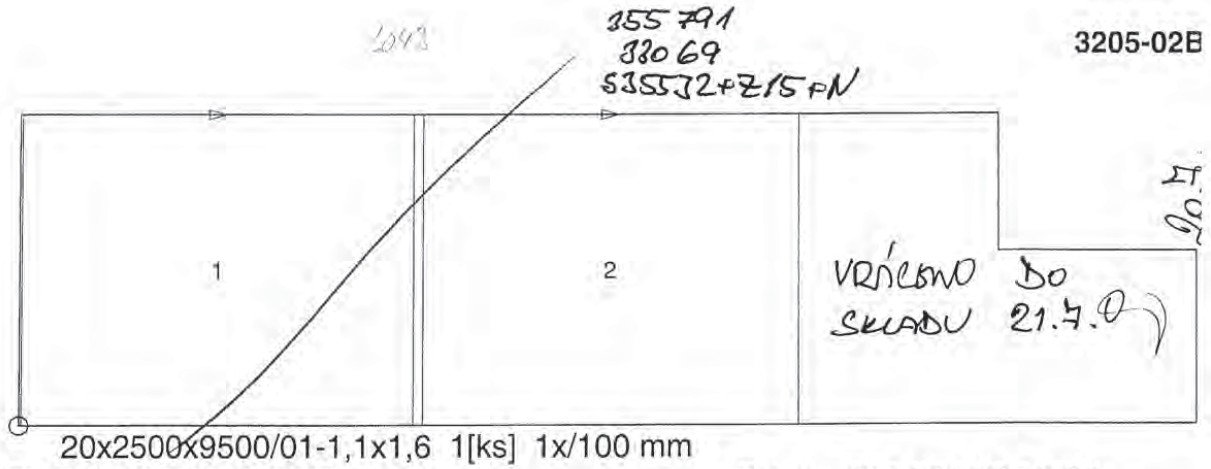
	Výkres / Soubor (Složka)	X mm	Y mm	Poč ks/D	Prop ks/D	Řez m	Obvod m/1	Ploch m2/1	Hmot kg/1	Hoř ks
1.	TYP-A-08A	100	150	4	4	0,976	0,462	0,012	1,884	2
2.	TYP-B-08A	100	150	4	4	0,976	0,462	0,012	1,884	2
3.	TYP-C-08B	100	160	4	4	1,014	0,481	0,013	2,041	2
4.	TYP-D-08B	100	160	4	4	1,014	0,481	0,013	2,041	2
5.	TYP-A-01 B;C;D Po 1ks	3200	270	4	26	23,938	11,740	0,639	100,323	2
6.	TYP-A-10 B;C;D Po 1ks	3200	270	4	4	27,864	6,940	0,864	135,648	1

NASTAVENÍ HOŘÁKŮ #(0;0 mm)

	#1.		2.	3.
1. 2x	X	<620>	X	-
2. 1x	X		-	-

TECHNOLOG.ČASY / D	hod	min	sek
Čas řezání	1	50	27
Čas rychloposuvu	0	1	4
Celkové časy propalu	0	8	2
s čištění trysek	0	5	9
Čas pro další tabuli	0	0	0
Čas značkování	0	0	0
CELKOVÝ ČAS	2	4	42

HMOTNOSTI / 1	kg	Soubor
Zbytková tabule	1603,28	(ZB20-03)
Výpalky	975,28	
Šrot	600,40	
Odtav.kov	27,60	
Zbytek	0,00	
Spotřeba materiálu	1603,28	



Plán: JK3205\3205-02B Datum: 20.7.2009 (20.7.2009)

EN ISO 9013 - IA + EN ISO 13920

Rozměry plechu:	20 x 2500 x 9500 mm	**Měřítko:**	1 : 49
Kraj plechu :	15 mm	**Min.mezera :**	15 mm
Jakost plechu:	S355	**Stroj:**	ACETYLEN
Dávky / Na stolu:	1/1 [ks]	**Číslo plechu/ID/atest:**	/ 0 /
užití plechu:	70.5 %	**Počet progr.stopů:**	0 x
Řezání 1 řezákem:	22,400 m	**Propaly 1 hoř.:**	2 [ks]
Přejezdy.:	3,253 m	**Různé položky:**	2 [ks]
Čistý obvod:	22.4 m	**Celkem kusů (v 1 dávce):**	2 [ks]
Rychlost řezání:	0.505 m/min	**Šířka řez.spáry:**	2.1 mm

	Výkres / Soubor (Složka)	X mm	Y mm	Poč ks/D	Prop ks/D	Řez m	Obvod m/1	Ploch m2/1	Hmot kg/1	Hoř ks
1.	TYP-A-05	3160	2500	1 √	1	11,320	11,320	7,900	1240,300	1
2.	TYP-A-04	3040	2500	1 √	1	11,080	11,080	7,600	1193,200	1

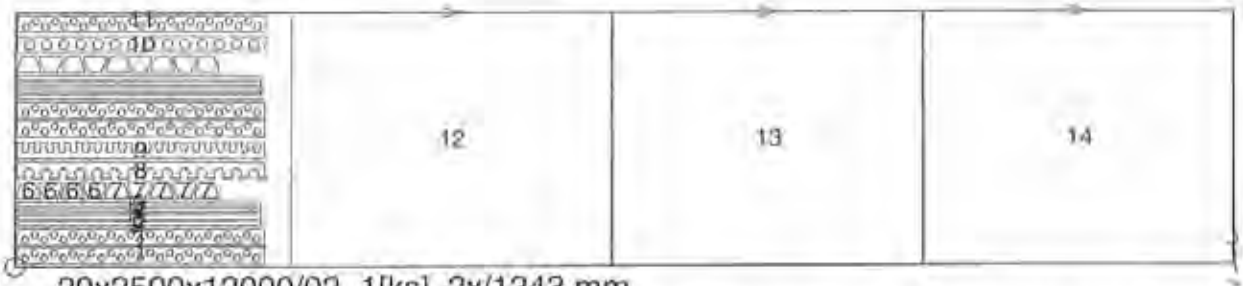
NASTAVENÍ HOŘÁKŮ #(0;0 mm)

	#1.	2.	3.
1. 1x	X	-	-

TECHNOLOG.ČASY / D	hod	min	sek
Čas řezání	0	44	21
Čas rychloposuvu	0	0	10
Celkové časy propalu	0	0	29
Čas čištění trysek	0	1	35
Čas pro další tabuli	0	0	0
Čas značkování	0	0	0
CELKOVÝ ČAS	0	46	35

HMOTNOSTI / 1	kg	Soubor
Zbytková tabule	3452,43	(ZB20-02)
Výpalky	2433,50	
Šrot	1011,54	
Odtav.kov	7,39	
Zbytek	0,00	
Spotřeba materiálu	3452,43	

3205-03



20x2500x12000/02 1[ks] 2x/1243 mm

Plán: JK3205\3205-03 Datum: 13.7.2009 (13.7.2009)

EN ISO 9013 - IA + EN ISO 13920

Program + manuál?

Rozměry plechu:	20 x 2500 x 12000 mm	**Měřítko:**	1 : 61.9
Kraj plechu :	15 mm	**Min.mezera :**	15 mm
Jakost plechu:	S355	**Stroj:**	ACETYLEN
Dávky / Na stolu:	1/1 [ks]	**Číslo plechu/ID/atest:**	/ 0 /
Využití plechu:	89 %	**Počet progr.stopů:**	1 x
zání 1 řezákem:	120,655 m	**Propaly 1 hoř.:**	128 [ks]
řezdy.:	33,235 m	**Různé položky:**	13 [ks]
obvod:	164,681 m	**Celkem kusů (v 1 dávce):**	37 [ks]
Rychlost řezání:	0.505 m/min	**Šířka řez.spáry:**	2.1 mm

	Výkres / Soubor (Složka)	X mm	Y mm	Poč ks/D	Prop ks/D	Řez m	Obvod m/1	Ploch m2/1	Hmot kg/1	Hoř ks
1.	TYP-D-02	2440	160	4	102	22,783	10,698	0,294	46,158	2
2.	TYP-A-07	2400	40	2	2	4,906	4,880	0,096	15,072	2
3.	TYP-B-07	2400	40	2	2	4,906	4,880	0,096	15,072	2
4.	TYP-C-07	2400	40	2	2	4,906	4,880	0,096	15,072	2
5.	TYP-D-07	2400	40	2	2	4,906	4,880	0,096	15,072	2
6.	TYP-C-09	220	160	8	8	2,831	0,682	0,030	4,710	2
7.	TYP-D-09	220	160	10	10	3,538	0,682	0,030	4,710	2
8.	TYP-A-02	2440	160	1	1	7,999	7,913	0,282	44,274	1
9.	TYP-B-02	2440	160	1	0	8,944	8,884	0,275	43,175	1
10.	TYP-C-02	2440	160	1	15	10,049	9,598	0,280	43,960	1
11.	TYP-D-02	2440	160	1	25	11,408	10,698	0,294	46,158	1
12.	TYP-B-05	3160	2500	1	1	11,320	11,320	7,900	1240,300	1
13.	TYP-B-04	3040	2500	1	1	11,080	11,080	7,600	1193,200	1
14.	TYP-C-04	3040	2500	1	1	11,080	11,080	7,600	1193,200	1

NASTAVENÍ HOŘÁKŮ #(0:0 mm)

		#1.	2.	3.
1.	2x	X <1243>	X	-
2.	1x	X	-	-

TECHNOLOG.ČASY / D	hod	min	sek
Čas řezání	3	58	55
Čas rychloposuvu	0	1	40
Celkové časy propalu	0	31	9
Čas čištění trysek	0	13	35
Čas pro další tabuli	0	0	0
Čas značkování	0	0	0
CELKOVÝ ČAS	4	45	19

HMOTNOSTI / 1	kg	Soubor
Celá tabule	4710,00	
Výpalky	4194,25	
Šrot	459,88	
Odtav.kov	55,86	
Zbytek	0,00	
Spotřeba materiálu	4710,00	

3205-04

20x2500x12000/03 1[ks] 1x/100 mm

Plán: JK3205\3205-04 Datum: 13.7.2009 (13.7.2009)

EN ISO 9013 - IA + EN ISO 13920

Manuál?

Rozměry plechu:	20 x 2500 x 12000 mm	Měřítko:	1 : 61.9
Kraj X / KrajY :	15 / 0 mm	Min.mezera :	15 mm
Jakost plechu:	S355	Stroj:	ACETYLEN
Dávky / Na stolu:	1/1 [ks]	Číslo plechu/ID/atest:	/ 0 /
Využití plechu:	78 %	Počet progr.stopů:	0 x
ání 1 řezákem:	33,720 m	Propaly 1 hoř.:	3 [ks]
Přejezdy.:	6,365 m	Různé položky:	3 [ks]
Čistý obvod:	33,72 m	Celkem kusů (v 1 dávce):	3 [ks]
Rychlost řezání:	0.505 m/min	Šířka řez.spáry:	2.1 mm

	Výkres / Soubor (Složka)	X mm	Y mm	Poč ks/D	Prop ks/D	Řez m	Obvod m/1	Ploch m2/1	Hmot kg/1	Hoř ks
1.	TYP-C-05	3160	2500	1	1	11,320	11,320	7,900	1240,300	1
2.	TYP-D-05	3160	2500	1	1	11,320	11,320	7,900	1240,300	1
3.	TYP-D-04	3040	2500	1	1	11,080	11,080	7,600	1193,200	1

NASTAVENÍ HOŘÁKŮ #(0:0 mm)

	#1.	2.	3.
1. 1x	X	-	-

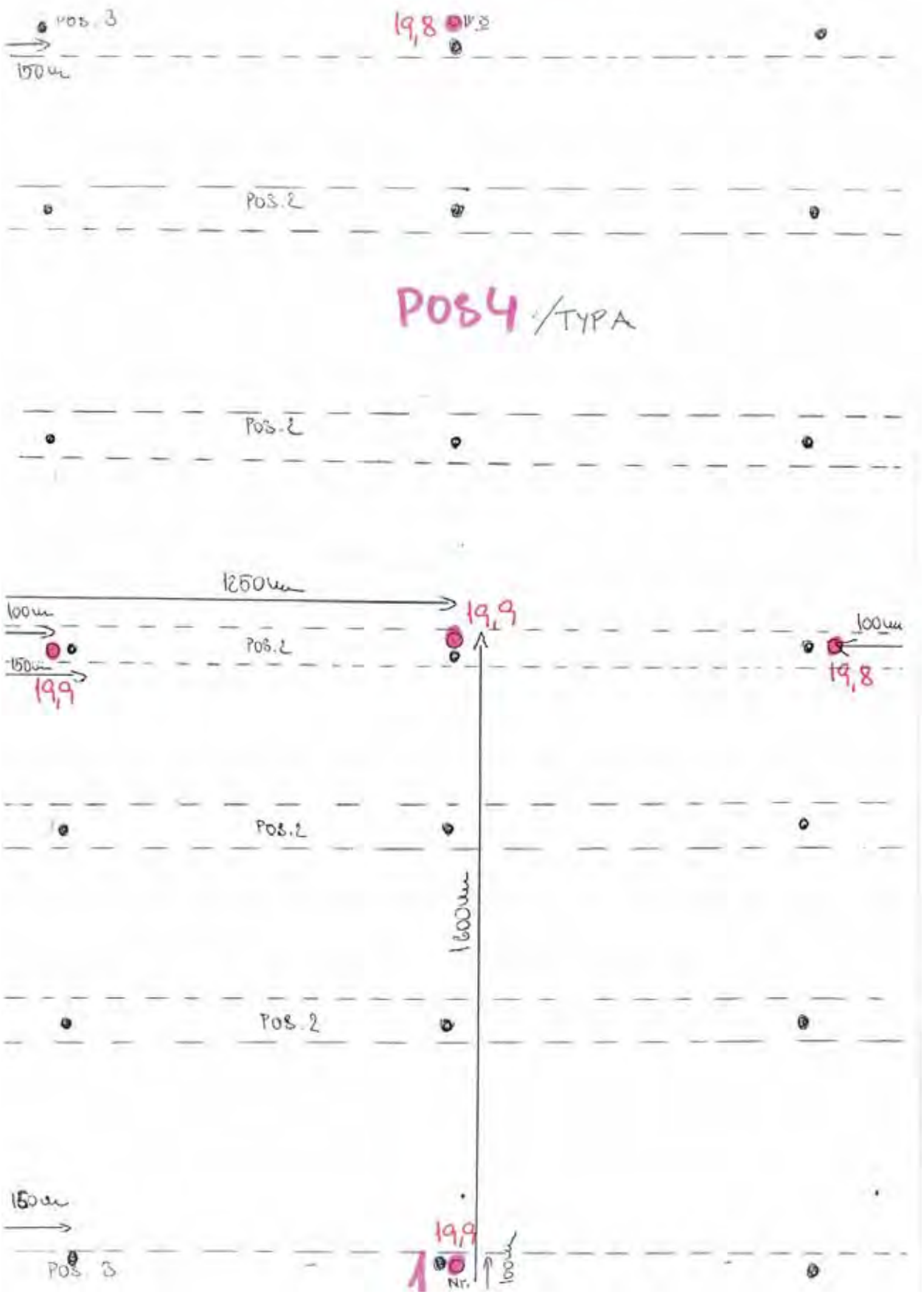
TECHNOLOG.ČASY / D	hod	min	sek
Čas řezání	1	6	46
Čas rychloposuvu	0	0	19
Celkové časy propalu	0	0	44
Čas čištění trysek	0	2	23
Čas pro další tabuli	0	0	0
Čas značkování	0	0	0
CELKOVÝ ČAS	1	10	12

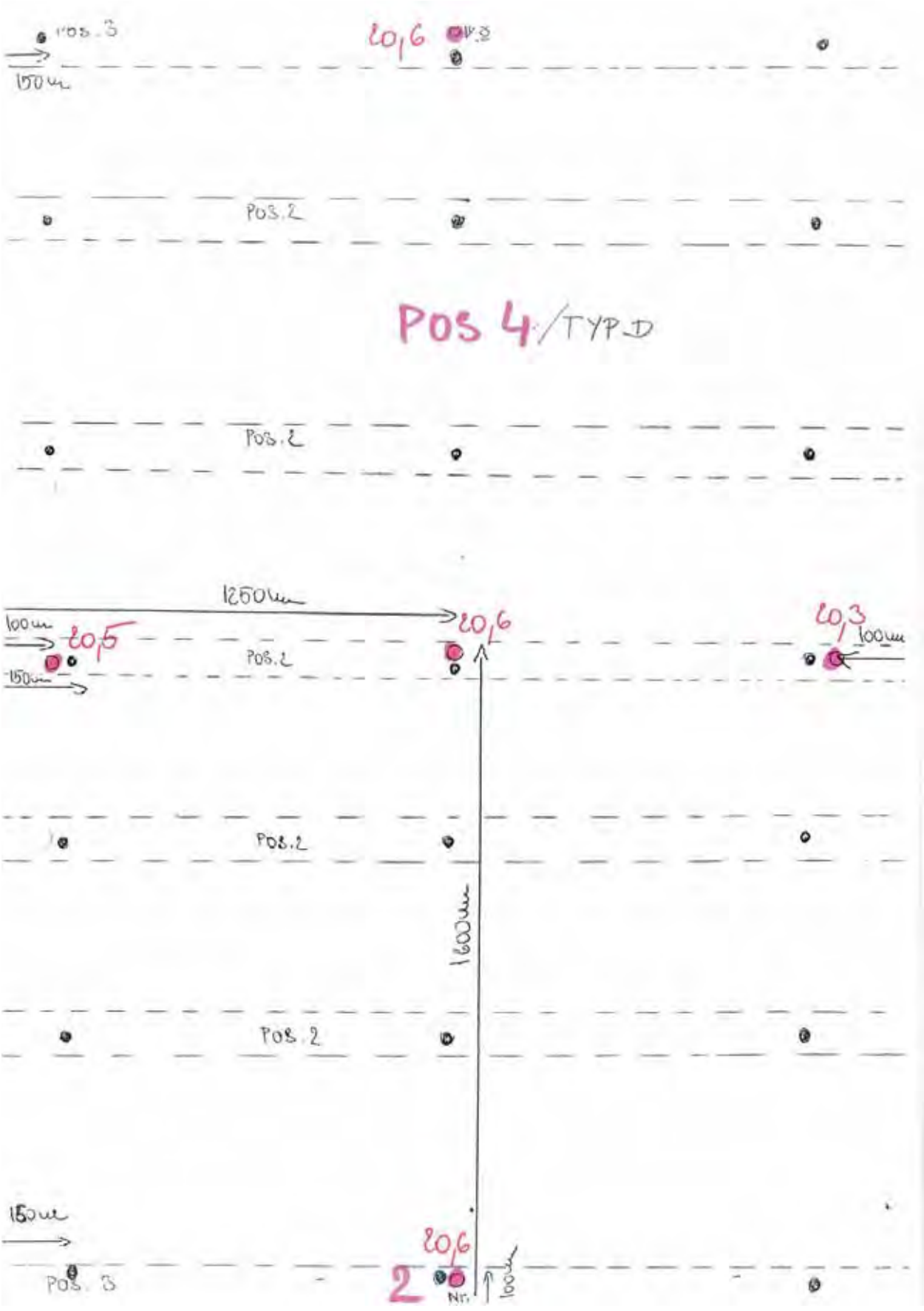
HMOTNOSTI / 1	kg	Soubor
Celá tabule	4710,00	
Výpalky	3673,80	
Šrot	1025,08	
Odtav.kov	11,12	
Zbytek	0,00	
Spotřeba materiálu	4710,00	

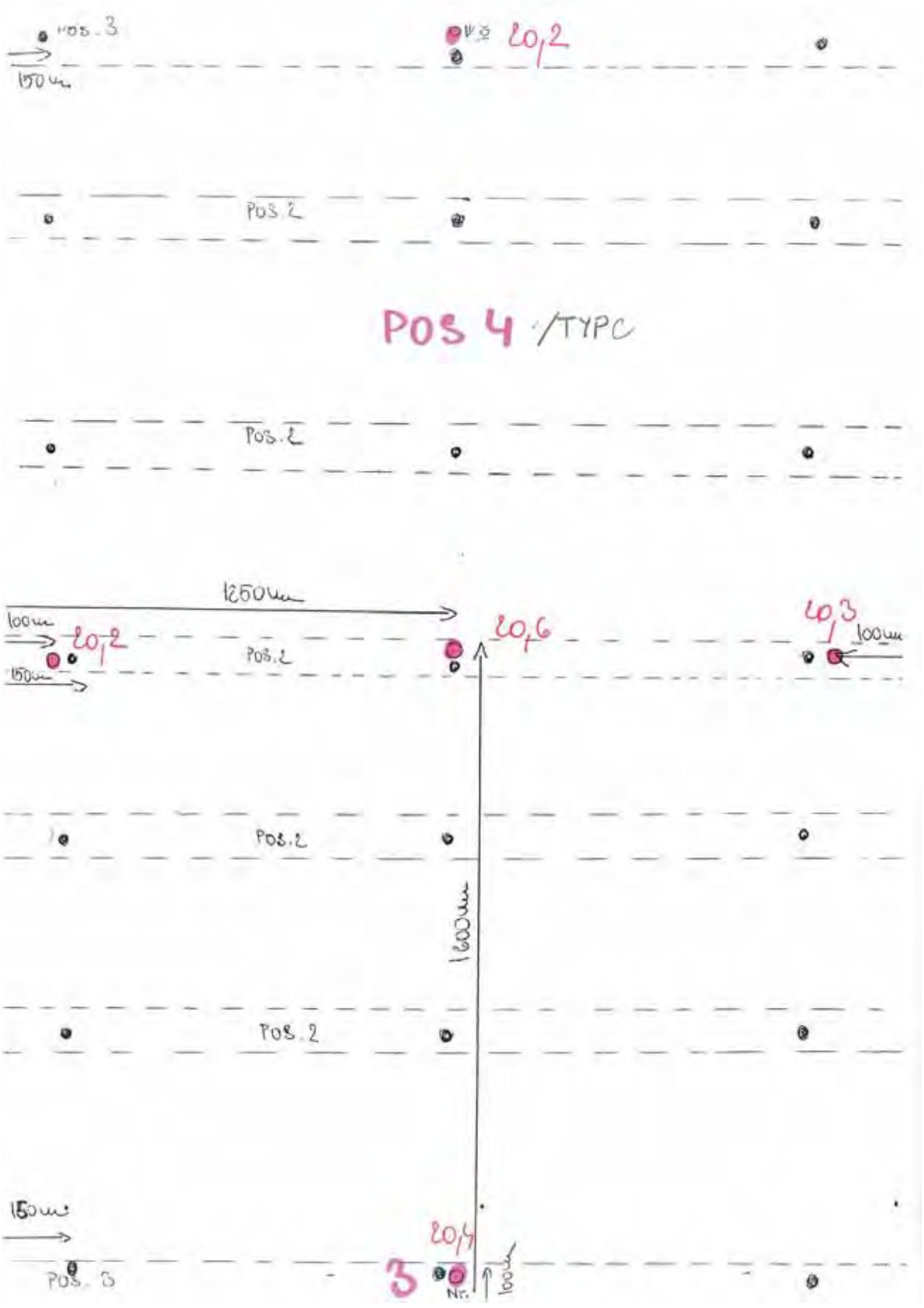
B.1.3 Blechdickenmessungen

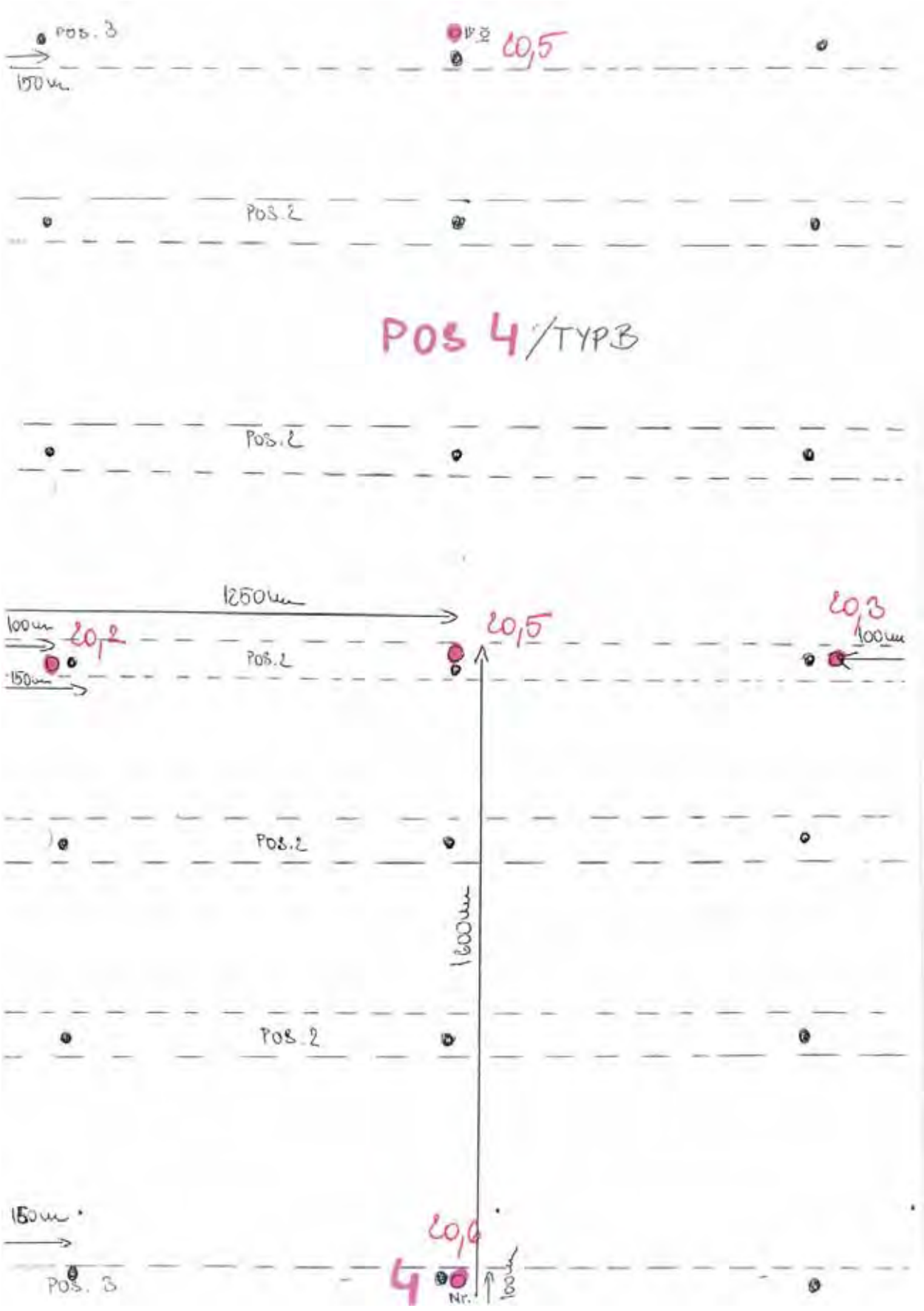
POS 2
1 TYP A
150
1250
150
2 TYP D
3 TYP C
4 TYP B
14.8.2009

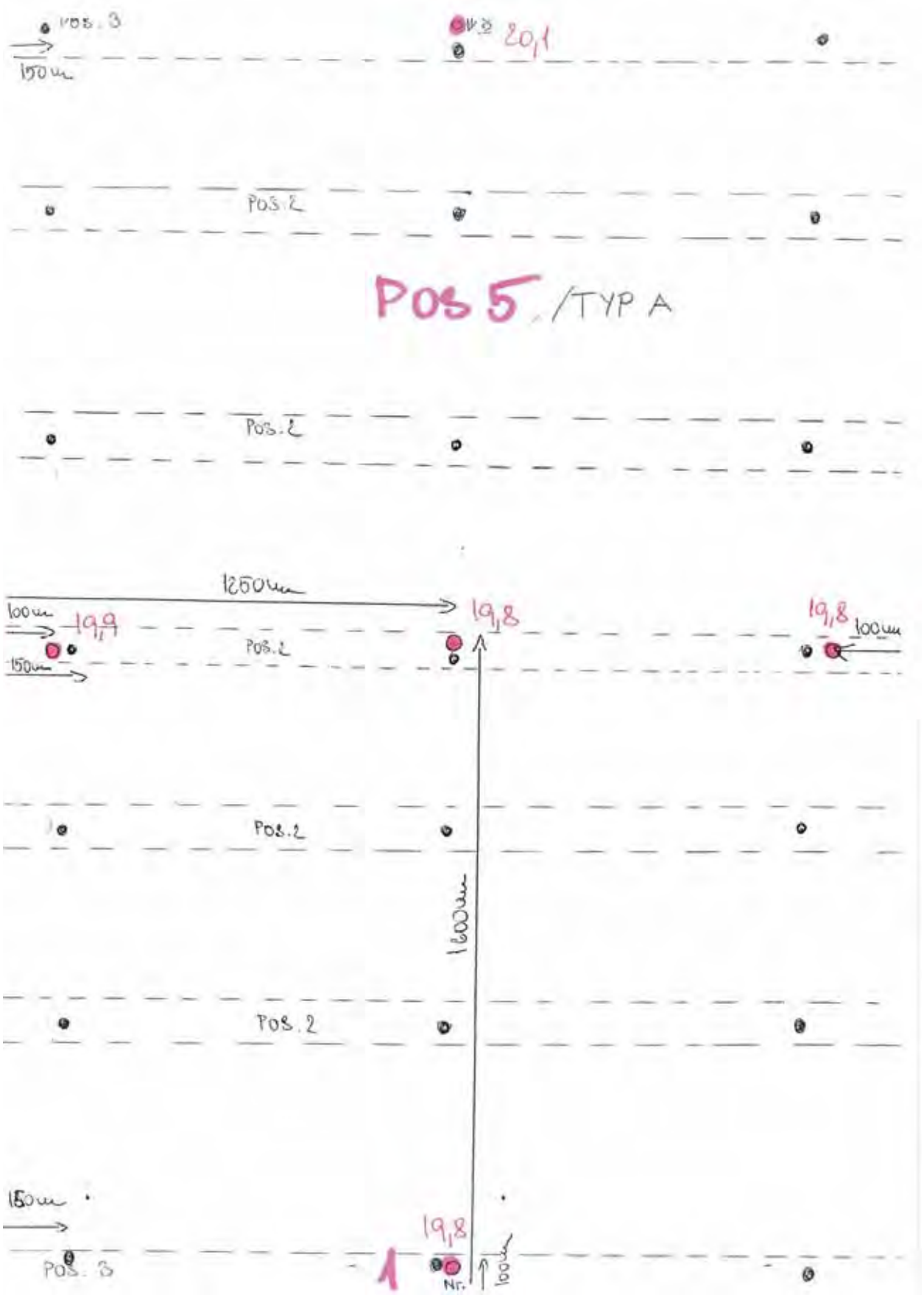
POS 3
150mm
1250mm
① TYP A
② TYP D
③ TYP C
④ TYP B
14.8.2009

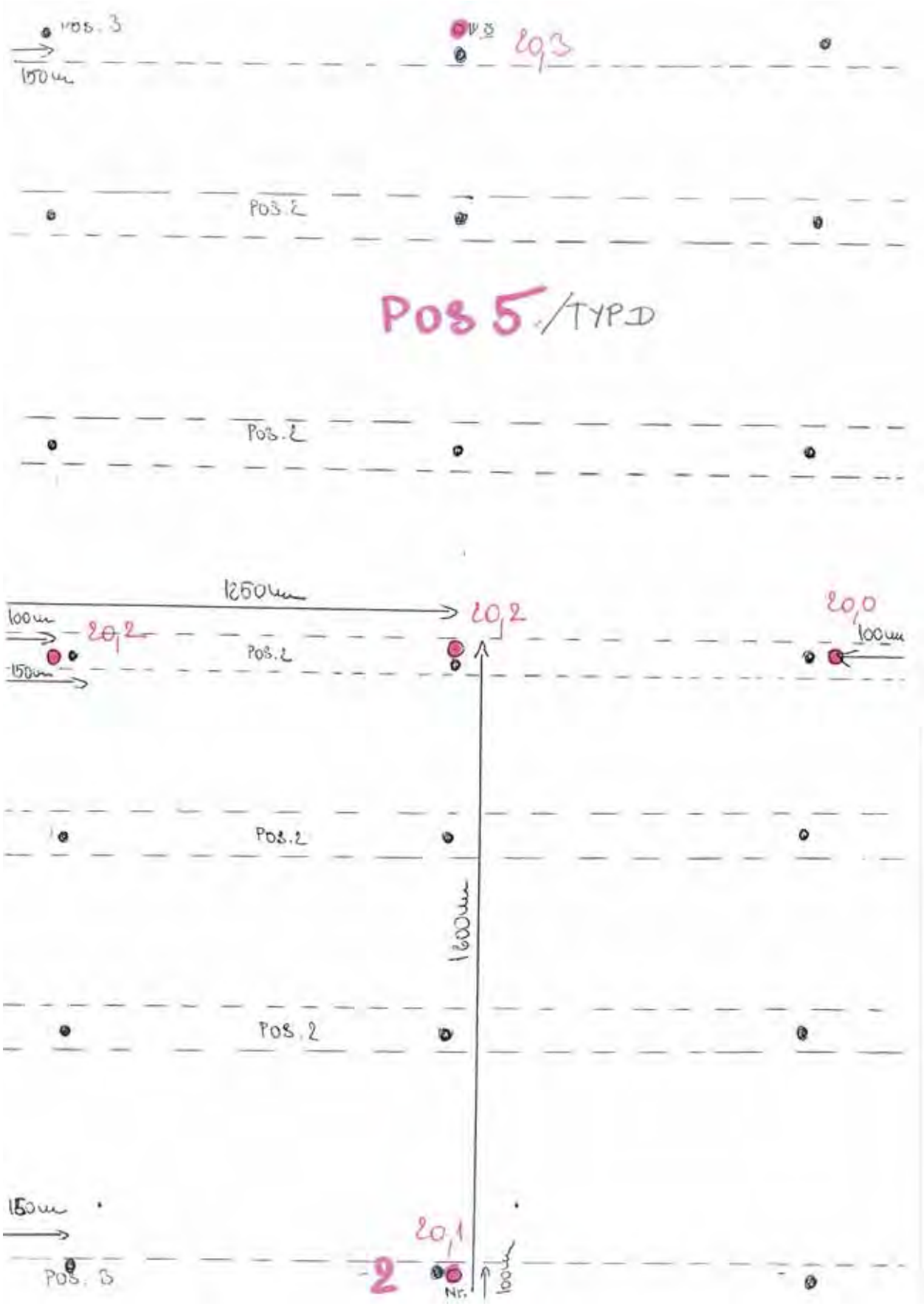

POS. 3
19,8
150
POS. 2
POS 4 / TYP A
POS. 2
1250
100
19,9
150
19,9
POS. 2
100
19,8
POS. 2
1600
POS. 2
150
19,9
POS. 3
Nr.
100

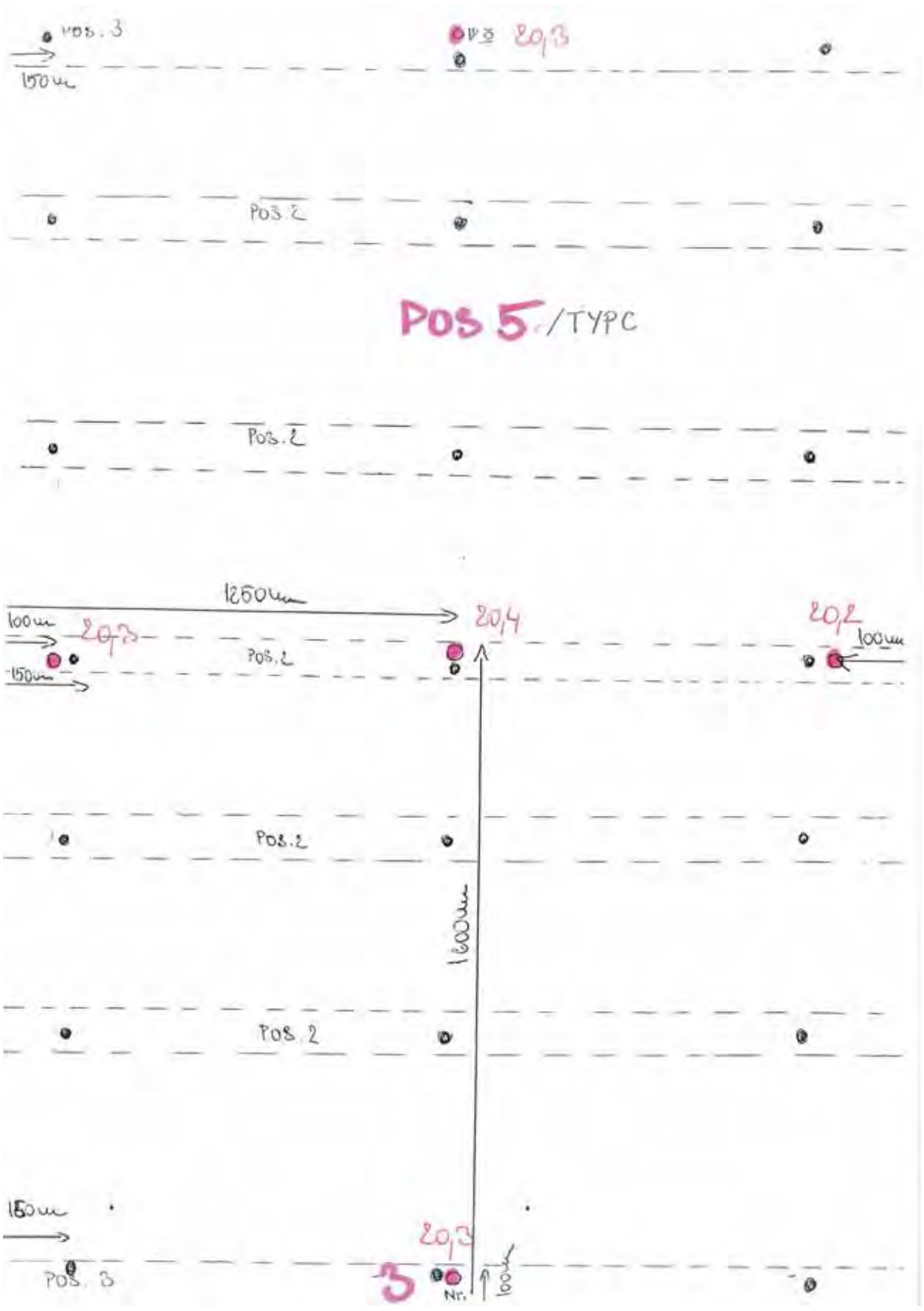

POS. 3
150 mm
20,6
POS. 2
POS 4/TYP D
POS. 2
1250 mm
100 mm
20,5
150 mm
20,6
POS. 2
20,3
100 mm
POS. 2
1600 mm
POS. 2
150 mm
20,6
POS. 3
2
Nr.
100 mm

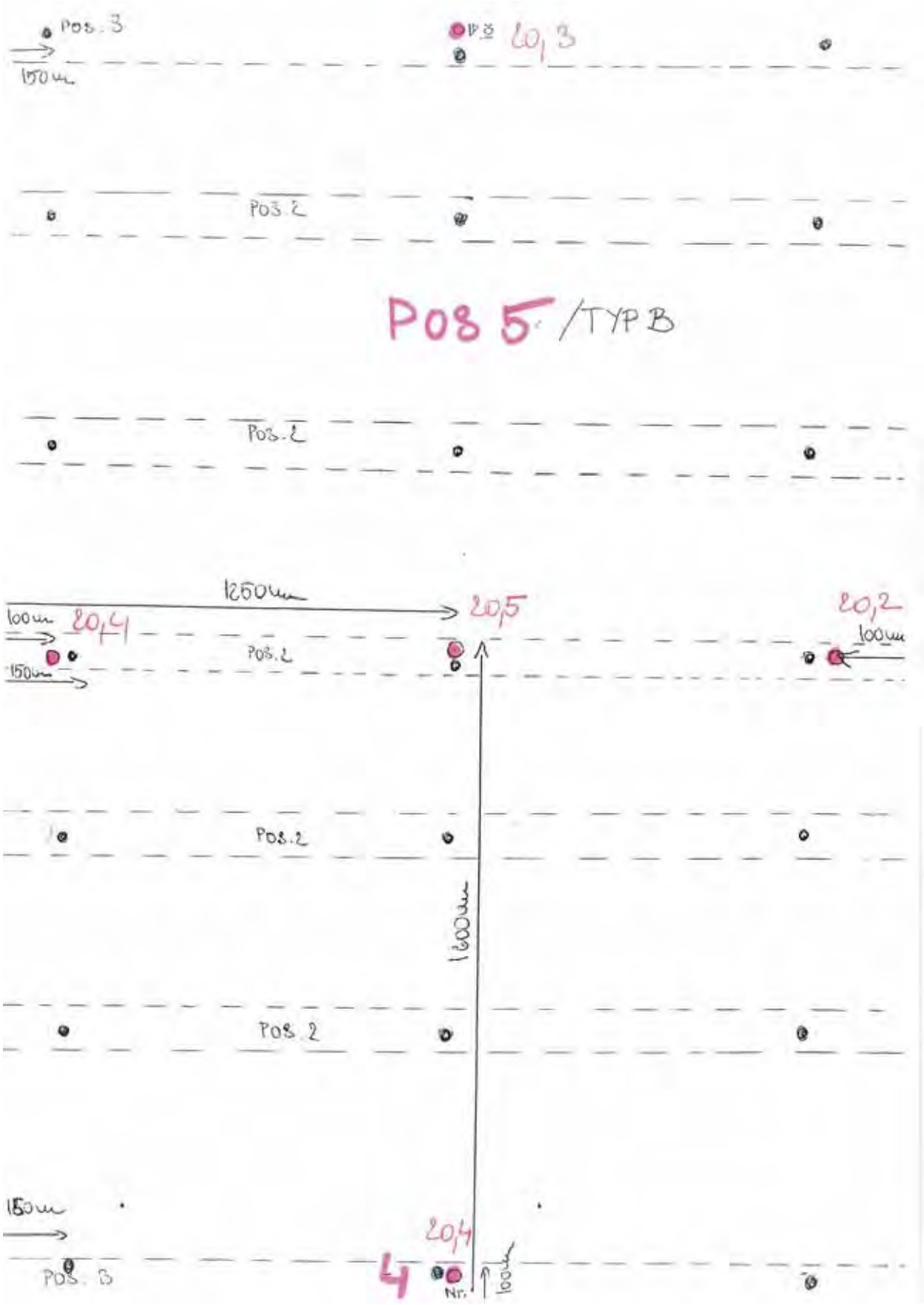

Pos. 3
150 cm
Lo/2
Pos. 2
POS 4 /TYPC
Pos. 2
1250 cm
100 cm
Lo/2
150 cm
Pos. 2
Lo/6
Lo/3
100 cm
Pos. 2
1200 cm
Pos. 2
150 cm
Pos. 3
Lo/4
3
Nr.
100 cm


POS. 3
150 mm
20,5
POS. 2
POS 4/TYP B
POS. 2
1250 mm
100 mm
20,2
20,5
20,3
100 mm
150 mm
POS. 2
POS. 2
1600 mm
POS. 2
150 mm
20,6
POS. 3
4
Nr.
100 mm


Pos. 3
150 cm
20,1
Pos. 2
Pos 5 /TYP A
Pos. 2
1250 cm
100 cm
19,9
150 cm
19,8
19,8
100 cm
Pos. 2
Pos. 2
1600 cm
Pos. 2
150 cm
Pos. 3
19,8
1
Nr.
100 cm


Pos. 3
150 mm
2,3
Pos. 2
Pos 5 /TYP D
Pos. 2
1250 mm
100 mm
2,2
150 mm
2,2
Pos. 2
2,0
100 mm
Pos. 2
1200 mm
Pos. 2
150 mm
Pos. 5
2,1
2
Nr.
100 mm


POS. 3
150 m
20,3
POS. 2
POS 5 /TYPC
POS. 2
1250 m
100 m
20,3
20,4
20,2
100 m
150 m
POS. 2
POS. 2
1600 m
POS. 2
150 m
20,3
POS. 3
3
Nr.
100 m


Pos. 3
150 m
20,3
Pos. 2
Pos 5 /TYP B
Pos. 2
1250 m
100 m
20,4
150 m
Pos. 2
20,5
20,2
100 m
Pos. 2
1200 m
Pos. 2
150 m
Pos. 3
20,4
4
Nr.
100 m

B.1.4 MT- Prüfprotokoll

MT

PROTOKOL REPORT PROTOKOLL

MAGNETICKÁ PRÁŠKOVÁ ZKOUŠKA MAGNETIC PARTICLE TESTING
MAGNETPULVERPRÜFUNG

Č. No. Nr.: 3205-1

Stavba / Project / Projekt	Versuchskörper		Objekt / Object / Objekt		
Objednatel / To purchaser / An Kunde	MCE SMB & Co	Č. zak. zákazníka / Purchaser order no. / Kundenauftrags-Nr.	Výrobce / Manufacturer / Hersteller	MCE Slaný	Č. zakázky výrobce / Manufacturer order no. / Herstellerauftrags-Nr.: 3205
Dílec / Component part / Bauteil		Č. výkresu / Drawing no. / Zeichnungs-Nr.	Plán zkoušek / Test plan / SN-Prüfplan		
Svař. plán č. / WPS no. / Schweißplan		Způsob svařování / Weld process / Schweißverfahren	MAG - 135	Materiál / Material / Werkstoff	S355
Stav povrchu / Surface condition / Prüfflächenzustand	wie gewalzt	Povrch svaru / Weld surface / Nahtoberfläche	wie geschweißt, geschliffen	Tepelné zpracování / Heat treatment / Wärmebehandlung	☒ není / without / ohne ☐ před svářením / before welding / vor dem Schweiß. ☐ po svaření / after welding / nach dem Schweiß.

Rozsah zkoušky / Scope of testing / Prüfumfang	Magnetpulverprüfung der Schweißnähte.				
Zkušební postup / Test procedure / Prüfverfahren	EN 1290	Zkušební předpis / Test specification / Prüfspezifikation	EN ISO 5817/B, EN 1291	Stupeň přípustnosti / Acceptance level / Zulässigkeitsgrenze	2
Přístroj / Equipment / Gerät	TWM 42	Č. / No. / Nr. 41	Zkušební prostředek / Examination means / Prüfmittel	Fluxa Konzentrat HRS 9306	
Doba magnetizace / Magnetisation time / Magnetisierungsdauer	kontinuierliche Methode		Způsob magnetování / Magnetisation procedure / Magnetisierungsverfahren	Jochmagnetisierung	
Vzdálenost pólů / Prod distance / Polabstand	170 mm	Intenzita magnet. pole / Field intensity / Feldstärke 24 A/cm	Proud / Current Intensity / Stromintensität --- A	Ampérzávity / Amperetums / Amperewindungen --- AW	

VÝSLEDEK ZKOUŠKY RESULT ERGEBNIS

Dílec / Part / Bauteil	Poloha (osa) / Location (axis) / Lage (Achse)	Číslo svaru / Weld no. / Schweißnaht-Nr.	Detail svaru / Weld detail / Schweißnaht-detail	Svářeč / Welder / Schweißer	Rozsah zk. / Scope / Prüfumfang	Datum zk. / Exam. date / Prüfdatum	Hodnocení / Evaluation / Bewertung V*	N*
TYP A - KRONENDÜBEL			Kehlnaht		10%	14.8.09	☒	☐
TYP B - KRONENDÜBEL			Kehlnaht		10%	14.8.09	☒	☐
TYP C - LOCHLEISTE			Kehlnaht		10%	14.8.09	☒	☐
TYP D - LOCHLEISTE			Kehlnaht		10%	14.8.09	☒	☐
							☐	☐
							☐	☐
							☐	☐
							☐	☐

Poznámky:
Remarks:
Bemerkungen:

*) V = vyhovuje within code zulässig; N = nevyhovuje not within code unzulässig

Netovická 538
274 01 Slaný, P.O. box 35
tel.: +420 312 510 124

MCE SLANÝ

Zkoušející / Checked by / Prüfer	Mašek	Level 2	Místo zkoušky / Examination place / Prüfort	Slaný	
Schválil / Approved by / Genehmigt	Bouda	Level 2			
Datum / Date / Datum			Strana / Side / Seite	1	z / of / von 1

B.2 Füllbeton

B.2.1 Formblatt 1 nach ÖNORM B4710-1

ÖNORM B 4710-1 PRÜFUNG BETON

BETONSORTE Nr.: 9

C30/37/B3/F73/GK8/SCC

ÜBERWACHUNGSZEITRAUM: 1 Halbjahr , 2006

FORMBLATT 1-1

ERSTPRÜFUNG VOM: Juli 2004

Betonhersteller: Rauter Fertigteilbau GmbH

Werk: Niederwölz

KONFORMITÄTSKONTROLLE [1] AM 20.09.2006

	ANFORDERUNGEN [2] (VOM HERSTELLER AUSGEFÜLLT)			ZIELWERT [3] LT. ERSTPRÜFUNG		HÄUFIGKEIT ERFÜLLT		ABWEICHUNG WESENTLICH		ANFORDERUNG ERFÜLLT		ABWEICHUNG WESENTLICH	
	ERF. UNTERLAGEN	GEFORDERTE WERTE				JA	NEIN	JA	NEIN	JA	NEIN	JA	NEIN
Mikroprozessorsteuerung Mischanlage	Dokument der Erstprüfung	ja	—	ja	—	Ident mit EP		☐	☐	☒	☐	☐	☐
Frostklasse der Gesteinskörnung [4]	Dokument der Erstprüfung	F1 [7]	F2 [8]	F1						☒	☐	☐	☐
Mindestanzahl der Körnungen	Dokument der Erstprüfung	2		3						☒	☐	☐	☐
Sieblinie bis 4mm i.W. obere Hälfte AB	Dokument der Erstprüfung	ja	—	ja	—	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Größtkorn der Gesteinskörnungen	Dokument der Erstprüfung	8	mm	8	mm	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Zement 1 [4]	CE-Kennzeichnung u. Gültigkeit		kg/m³	410	kg/m³	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Zement - [4]			kg/m³	NE	kg/m³	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Zusatzstoff - [4]	Konformitätszertifikat u. Gültigkeit		kg/m³	0,00	kg/m³								
Bindemittel (anrechenbarer Gehalt) [4]	Dokument der Erstprüfung	345	kg/m³	410	kg/m³	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Zusatzmittel 1 [4]	Zertifikat gemäß EN 934-2 und Gültigkeit		kg/m³	3,69	kg/m³								
Zusatzmittel 3 [4]			kg/m³	1,23	kg/m³								
Zusatzmittel - [4]			kg/m³	0,00	kg/m³								
wirksamer Wassergehalt des Betons	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	201	kg/m³	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Gesamtwassergehalt	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	201	kg/m³								
Gesteinskörnung 1 0/2 (trocken)	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	959	kg/m³								
Gesteinskörnung 4 0/4 (trocken)	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	192	kg/m³								
Gesteinskörnung 2 4/8 (trocken)	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	583	kg/m³								
Gesteinskörnung - - (trocken)	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	0	kg/m³								
Gesteinskörnung - - (trocken)	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	0	kg/m³								
Gesteinskörnung trocken gesamt	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	1744	kg/m³								
Betoneinbautemperatur	Dokument der Erstprüfung	≤ 27 [9]	°C	<27	°C	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Lufttemperatur			°C	20	°C	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Frischbetonrohdichte	Dokument der Erstprüfung		kg/m³	2360	kg/m³	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
W/B - Wert bei EP	Dokument der Erstprüfung	0,53		0,49		☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Ausbreitmaß nach 10 Minuten	Dokument der Erstprüfung	70 - 82	cm	74	cm	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
Ausbreitmaß nach 90 Minuten	Dokument der Erstprüfung	70 - 79	cm	-	cm								
Luftgehalt im Frischbeton nach 90 Minuten	Dokument der Erstprüfung	4,0 - 6,0	%	4,0	%	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
L 300	Dokument der Erstprüfung	1,36	%	NE	%								
max. Abstandsfaktor	Dokument der Erstprüfung	NE	mm	NE	mm								
min. Druckfestigkeit (28) 15 cm Würfel (je nach Mischanlage) [4]	Dokument der Erstprüfung	45,0	N/mm²	63,0	N/mm²	☒	☐	☐	☐	☒	☐	☐	☐
						☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐

Bestätigung der Erstprüfung (Durchführer): Datum: 20.09.2006 Unterschrift:

Die Ergebnisse der Erstprüfung sind plausibel und entsprechen der ÖN B 4710-1.

Für den Fremdüberwacher: Datum: 20.09.2006 Unterschrift:

BESTÄTIGUNG DER KONFORMITÄT

[1] Für den Hersteller des Betons: Datum: 20.09.2006 Unterschrift:

Für den Fremdüberwacher: Datum: 20.09.2006 Unterschrift:

Legende: EP = Zeiwen it. Erstprüfung, EW = Einzelwert, MW = Mittelwert, NE = für Betonsorte nicht erforderlich, [5] Vorlage aller Prüfergebnisse des Überwachungszeitraumes, [6] wenn keine Angabe, ist der Wert freigestellt, [7] Wert, der sich bei der EP zur Einhaltung der Betonsorte ergibt, [8] siehe Angaben Formblatt 1-2, [9] 28 °C bis 32 °C wenn EP mit dieser Temperatur vorgelegt, [10] sinnlose Anforderungen, [11] ≤ 4 mm, [12] ≥ 4 mm

B.2.2 Würfeldruckprüfzeugnisse

EINGEGANGEN

Erl.

lbb
Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung
Reininghausstraße 29 · 8020 Graz · Österreich
Telefon +43 316 576866 · Fax -75
office@lbb-labor.at · www.lbb-labor.at
Akkreditierte Prüf- und Inspektionsstelle der BPV GmbH

Dipl.-Ing. Mm/fg A.Nr.: 362/2010 Datum: 16.07.2010

KOPIE

TYP A

Prüfbericht

über

Prüfungen am Festbeton

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Auftraggeber:	RAUTER Fertigteilbau GmbH Niederwölz 71 A-8831 Niederwölz
Auftrag vom:	14.07.2010, Herr Dipl. Ing. Ruckhofer
Eingang des Prüfgutes:	24.09.2009
Labornummer:	24 09 09 / 11; 24 09 09 / 12
Prüfung durchgeführt:	Juli 2010
Der Prüfbericht umfaßt:	2 Textseiten 1 Beilage

Das Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung ist vom Bundesministerium für Wirtschaft, Familie und Jugend mit Bescheid Zl. 92734/469-IK/2/98 als Prüf- und Inspektionsstelle, gemäß Salzburger Bauproduktegesetz LGBl. Nr. 11/85 per Bescheid des Österreichischen Instituts für Bautechnik, Zahl OIB-150-003/05 als Prüfstelle und gemäß WBAG LGBl. Nr. 30/86, Zahl OIB-150-003/02 als Ewagstelle der Überwachungsstelle für Baustoffe in der Österreichischen Baustoffüberwachungsgemeinschaft GmbH (ÖBAU) akkreditiert. Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf das untersuchte Prüfgut. Eine auszugsweise oder sinngemäße Veröffentlichung des Inhaltes bedarf der schriftlichen Zustimmung des Laboratoriums für Betontechnologie und Bodenprüfung.

lbb
Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung

A.Nr.: 352/2010 Seite 2/2

1. Prüfgut

Dem Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung (LBB), Graz, wurde am 24.09.2009 1 Betonprisma 10x10x40 cm und 2 Betonwürfel 15x15x15 cm durch den Auftraggeber übergeben

Angaben des Auftraggebers:

Bauteil:	Versuchsbrücke Index 1
Betongüte:	C30/37/B3/F73/GK8/SCC
Tag der Herstellung:	26.08.2009
Mischungsverhältnis:	
Zement:	410 kg/m³ CEM II A-S 52,5 N, Wietersdorfer
Gesteinskörnungen:	55 % KK 0/2, Dolomit Eberstein
	11 % RK 0/4, Metnitzer
	34 % KK 4/8, Dolomit Eberstein
W/B:	0,49
Zusatzmittel:	1,20 kg/m³ Micro-Air 107-1
	3,65 kg/m³ Glenium C330
Konsistenz:	F73
Luftgehalt:	4,8%
Bezeichnung der Proben:	112-09, 113-09, Würfel
	114-09, Prisma

2. Prüfverfahren

Prüfnorm:	ÖNORM B 3303, Ausgabe: 2002
Probenvorbereitung:	lt. Norm
Probenlagerung im LBB:	lt. Norm

Der Prüftermin wurde durch den Auftraggeber festgelegt.

3. Prüfergebnisse

siehe Beilage 1

Der Leiter und Zeichnungsberechtigte:

Dipl.-Ing. M. Mauerhofer

lbb
Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung

A.Nr.: 352/2010 Beilage 1

Prüfung des statischen E-Moduls und der Druckfestigkeit

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Zusammenstellung der Prüfergebnisse

Antragsteller: RAUTER Fertigteilbau GmbH
Niederwölz 71
A-8831 Niederwölz

Bauteil: Versuchsbrücke Index 1

Statischer Elastizitätsmodul:

Probe	114-09
Prüfdatum	16.07.2010
Betonalter [d]	324
Masse [g]	9620
Länge [mm]	400
Breite [mm]	100
Höhe [mm]	100
Rohdichte [kg/m³]	**2410**
E-Modul [kN/mm²]	**42,2**

Druckfestigkeit:

Probe	112-09	113-09
Prüfdatum	16.07.2010	
Betonalter [d]	324	
Masse [g]	7700	7760
Länge [mm]	150	150
Breite [mm]	150	150
Höhe [mm]	150	150
Rohdichte [kg/m³]	2280	2300
Mittelwert [kg/m³]	**2290**	
Bruchlast [kN]	1443	1491
Druckfestigkeit [N/mm²]	64,1	66,3
Mittelwert [N/mm²]	**65,0**	

LABORATORIUM f. BETONTECHNOLOGIE u. BODENPRÜFUNG
Akkreditierte Prüf- u. Überwachungsstelle
der Firma ALPINE Bau GmbH, 8020 Graz, Reininghausstraße 29

Dipl.-Ing. Mm/gm A.Nr.: 389/2009 Datum: 03.12.2009

EINGEGANGEN
10. Dez. 2009
Erl.....

TYP B

Prüfbericht

über

Prüfungen am Festbeton

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Auftraggeber:	RAUTER Fertigteilbau GmbH Niederwölz 71 A-8831 Niederwölz
Auftrag vom:	01.09.2009, Herr DI Ruckhofer
Eingang des Prüfgutes:	24.09.2009
Labornummer:	24 09 09/17
Prüfung durchgeführt:	Oktober 2009
Der Prüfbericht umfaßt:	2 Textseiten 1 Beilage

Jede auch nur auszugsweise Veröffentlichung ist nur mit schriftlicher Zustimmung des Ausstellers zulässig.
Die Prüfungsergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die geprüften Proben.

Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung
Akkreditierte Prüf- und Überwachungsstelle
8020 Graz, Reininghausstraße 29

1. Prüfgut

Dem Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung (LBB), Graz, wurde am 24.09.2009 1 Betonprisma 10x10x40 cm und 2 Betonwürfel 15x15x15 cm durch den Auftraggeber übergeben.

Angaben des Auftraggebers:

Bauteil:	Versuchsbrücke Index 4
Betongüte:	C30/37/B3/F73/GK8/SCC
Tag der Herstellung:	01.09.2009
Mischungsverhältnis:	
Zement:	412 kg/m³ CEM II A-S 52,5 N, Wietersdorfer
Gesteinskörnungen:	55 % KK 0/2, Dolomit Eberstein
	11 % RK 0/4, Metnitzer
	34 % KK 4/8, Dolomit Eberstein
W/B:	0,5
Zusatzmittel:	1,21 kg/m³ Micro-Air 107-1
	3,71 kg/m³ Glenium C330
Konsistenz:	F73
Luftgehalt:	4,5%
Bezeichnung der Proben:	128-09, 129-09, Würfel
	127-09, Prisma

2. Prüfverfahren

Prüfnorm:	ÖNORM B 3303
Probenvorbereitung:	lt. Norm
Probenlagerung im LBB:	lt. Norm

Der Prüftermin wurde durch den Auftraggeber festgelegt.

3. Prüfergebnisse

siehe Beilage 1

Der Sachbearbeiter:

H. Pressnitz

Der Leiter und Zeichnungsberechtigte:

Dipl.-Ing. M. Mauerhofer

Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung
Akkreditierte Prüf- und Überwachungsstelle
8020 Graz, Reininghausstraße 29

Beilage: 1
A.Nr.: 389/2009

Prüfung des statischen E-Moduls und der Druckfestigkeit

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Zusammenstellung der Prüfergebnisse

Antragsteller: RAUTER Fertigteilbau GmbH
Niederwölz 71
A-8831 Niederwölz

Bauteil: Versuchsbrücke Index 4

statische Elastizitätsmodul:

Probe	127-09
Prüfdatum	01.10.2009
Betonalter [d]	30
Masse [g]	9680
Länge [mm]	400
Breite [mm]	100
Höhe [mm]	100
Rohdichte [kg/m³]	**2420**
E-Modul [kN/mm²]	**41,5**

Druckfestigkeit:

Probe	128-09	129-09
Prüfdatum	01.10.2009	
Betonalter [d]	30	
Masse [g]	7910	7810
Länge [mm]	150	150
Breite [mm]	150	150
Höhe [mm]	150	150
Rohdichte [kg/m³]	2340	2310
Mittelwert [kg/m³]	**2330**	
Bruchlast [kN]	1560	1478
Druckfestigkeit [N/mm²]	69,3	65,7
Mittelwert [N/mm²]	**67,5**	

LABORATORIUM f. BETONTECHNOLOGIE u. BODENPRÜFUNG
Akkreditierte Prüf- u. Überwachungsstelle
der Firma ALPINE Bau GmbH, 8020 Graz, Reininghausstraße 29

Dipl.-Ing. Mm/gm A.Nr.: 246/2010 Datum: 07.06.2010

KOPIE

TYP C

Prüfbericht

über

Prüfungen am Festbeton

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Auftraggeber:	RAUTER Fertigteilbau GmbH Niederwölz 71 A-8831 Niederwölz
Auftrag vom:	01.09.2009, Herr DI Ruckhofer
Eingang des Prüfgutes:	24.09.2009
Labornummer:	24 09 09/17
Prüfung durchgeführt:	Mai 2010
Der Prüfbericht umfaßt:	2 Textseiten 1 Beilage

Telefon: (0316) 57 68 66, Fax: (0316) 57 68 66/75, e-mail: lbb.graz@alpine.at
Firmensitz: Salzburg, Firmenbuchgericht: Salzburg, Firmenbuchnummer: FN 58237
Jede auch nur auszugsweise Veröffentlichung ist nur mit schriftlicher Zustimmung des Ausstellers zulässig
Die Prüfungsergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die geprüften Proben

Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung
Akkreditierte Prüf- und Überwachungsstelle
8020 Graz, Reininghausstraße 29

1. Prüfgut

Dem Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung (LBB), Graz, wurde am 24.09.2009 1 Betonprisma 10x10x40 cm und 2 Betonwürfel 15x15x15 cm durch den Auftraggeber übergeben.

Angaben des Auftraggebers:

Bauteil:	Versuchsbrücke Index 3
Betongüte:	C30/37/B3/F73/GK8/SCC
Tag der Herstellung:	27.08.2009
Mischungsverhältnis:	
Zement:	408 kg/m³ CEM II A-S 52,5 N, Wietersdorfer
Gesteinskörnungen:	55 % KK 0/2, Dolomit Eberstein
	11 % RK 0/4, Metnitzer
	34 % KK 4/8, Dolomit Eberstein
W/B:	0,5
Zusatzmittel:	1,15 kg/m³ Micro-Air 107-1
	3,70 kg/m³ Glenium C330
Konsistenz:	F73
Luftgehalt:	4,8%
Bezeichnung der Proben:	116-09, 117-09, Würfel
	118-09, Prisma

2. Prüfverfahren

Prüfnorm:	ÖNORM B 3303
Probenvorbereitung:	lt. Norm
Probenlagerung im LBB:	lt. Norm

Der Prüftermin wurde durch den Auftraggeber festgelegt.

3. Prüfergebnisse

siehe Beilage 1

Der Sachbearbeiter:

H. Pressnitz

Der Leiter und Zeichnungsberechtigte:

Dipl.-Ing. M. Mauerhofer

Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung
Akkreditierte Prüf- und Überwachungsstelle
8020 Graz, Reininghausstraße 29

Beilage: 1
A.Nr.: 246/2010

Prüfung des statischen E-Moduls und der Druckfestigkeit

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Zusammenstellung der Prüfergebnisse

Antragsteller: RAUTER Fertigteilbau GmbH
Niederwölz 71
A-8831 Niederwölz

Bauteil: Versuchsbrücke Index 3

statische Elastizitätsmodul:

Probe	118-09
Prüfdatum	27.05.2010
Betonalter [d]	273
Masse [g]	9600
Länge [mm]	400
Breite [mm]	100
Höhe [mm]	100
Rohdichte [kg/m³]	**2400**
E-Modul [kN/mm²]	**38,5**

Druckfestigkeit:

Probe	116-09	1117-09
Prüfdatum	27.05.2010	
Betonalter [d]	273	
Masse [g]	7760	7690
Länge [mm]	150	150
Breite [mm]	150	150
Höhe [mm]	150	150
Rohdichte [kg/m³]	2300	2280
Mittelwert [kg/m³]	**2290**	
Bruchlast [kN]	1524	1526
Druckfestigkeit [N/mm²]	67,7	67,8
Mittelwert [N/mm²]	**68,0**	

lbb
Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung
Reininghausstraße 29 · 8020 Graz · Österreich
Telefon +43 316 576866 · Fax -75
office@lbb-labor.at · www.lbb-labor.at
Akkreditierte Prüf- und Inspektionsstelle der BPV GmbH

EINGEGANGEN
[illegible]
Erl.....

Dipl.-Ing. Mm/fg A.Nr.: 333/2010 Datum: 08.07.2010

KOPIE

TYP D

Prüfbericht

über

Prüfungen am Festbeton

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Auftraggeber:	RAUTER Fertigteilbau GmbH Niederwölz 71 A-8831 Niederwölz
Auftrag vom:	08.07.2010, Herr Dipl. Ing. Ruckhofer
Eingang des Prüfgutes:	24.09.2009
Labornummer:	24 09 09 / 13; 24 09 09 / 14
Prüfung durchgeführt:	Juli 2010
Der Prüfbericht umfaßt:	2 Textseiten 1 Beilage

lbb
Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung

A.Nr.: 333/2010 Seite 2/2

1. Prüfgut

Dem Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung (LBB), Graz, wurde am 24.09.2009 1 Betonprisma 10x10x40 cm und 2 Betonwürfel 15x15x15 cm durch den Auftraggeber übergeben.

Angaben des Auftraggebers:

Bauteil:		Versuchsbrücke Index 2
Betongüte:		C30/37/B3/F73/GK8/SCC
Tag der Herstellung:		31.08.2009
Mischungsverhältnis:		
	Zement:	410 kg/m³ CEM II A-S 52,5 N, Wietersdorfer
	Gesteinskörnungen:	55 % KK 0/2, Dolomit Eberstein
		11 % RK 0/4, Melnitzer
		34 % KK 4/8, Dolomit Eberstein
	W/B:	0,5
	Zusatzmittel:	1,20 kg/m³ Micro-Air 107-1
		3,70 kg/m³ Glenium C330
	Konsistenz:	F73
	Luftgehalt:	4,9%
Bezeichnung der Proben:		122-09, 123-09, Würfel
		121-09, Prisma

2. Prüfverfahren

Prüfnorm:	ÖNORM B 3303, Ausgabe: 2002
Probenvorbereitung:	lt. Norm
Probenlagerung im LBB:	lt. Norm

Der Prüftermin wurde durch den Auftraggeber festgelegt.

3. Prüfergebnisse

siehe Beilage 1

Der Leiter und Zeichnungsberechtigte:

Dipl.-Ing. M. Mauerhofer

Laboratorium für BETONTECHNOLOGIE u. BODENPRÜFUNG Staatlich befugte Prüf- u. Überwachungsstelle GRAZ

lbb
Laboratorium für Betontechnologie und Bodenprüfung

A.Nr.: 333/2010 Beilage 1

Prüfung des statischen E-Moduls und der Druckfestigkeit

gemäß ÖNORM B 3303, Ausgabe 2002

Zusammenstellung der Prüfergebnisse

Antragsteller: RAUTER Fertigteilbau GmbH
Niederwölz 71
A-8831 Niederwölz

Bauteil: Versuchsbrücke Index 2

Statischer Elastizitätsmodul:

Probe	121-09
Prüfdatum	08.07.2010
Betonalter [d]	311
Masse [g]	9470
Länge [mm]	400
Breite [mm]	100
Höhe [mm]	100
Rohdichte [kg/m³]	**2370**
E-Modul [kN/mm²]	**37,3**

Druckfestigkeit:

Probe	122-09	123-09
Prüfdatum	08.07.2010	
Betonalter [d]	311	
Masse [g]	7610	7610
Länge [mm]	150	150
Breite [mm]	150	150
Höhe [mm]	150	150
Rohdichte [kg/m³]	2250	2250
Mittelwert [kg/m³]	**2250**	
Bruchlast [kN]	1468	1320
Druckfestigkeit [N/mm²]	65,2	58,6
Mittelwert [N/mm²]	**62,0**	

Anhang C

Tabellenwerke für Einfeldträger mit elastischem Verbund, [Pis69]

BAUINGENIEUR 44 (1969) Heft 5

Die praktische Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit Hilfstafeln zur Berechnung der Abminderungsfaktoren

Von Dipl.-Ing. Dr. techn. **R. Pischl**, Graz

DK 624.072.2.042 : 624.011.1

Im konstruktiven Holzbau werden zusammengesetzte Biegeträger mit abgeminderten Querschnittswerten berechnet. Der Spannungsnachweis wird mit einem abgeminderten Widerstandsmoment, der Durchbiegungsnachweis mit einem abgeminderten Trägheitsmoment des Gesamtquerschnittes durchgeführt.

Für zusammengesetzte hölzerne Einfeldbalken wurden vom Verfasser [1] unter der Voraussetzung einer kontinuierlichen elastischen Federung in der Berührungsfuge der Teilbalken für symmetrisch zur Balkenmitte angreifende Belastungen die Abminderungsfaktoren η (η_σ und η_v) mittels der elastischen Verbundtheorie bestimmt. Es wurden hierbei der Querschnitt der einzelnen Teilbalken und der E-Modul als konstant vorausgesetzt.

Die auf Grund der elastischen Verbundtheorie ermittelten Abminderungsfaktoren lauten nach [1] allgemein

$$\frac{1}{\eta_\sigma} = 1 + A_\sigma \cdot \vartheta_\sigma(\gamma l) \tag{1}$$

$$\frac{1}{\eta_v} = 1 + A_v \cdot \vartheta_v(\gamma l). \tag{2}$$

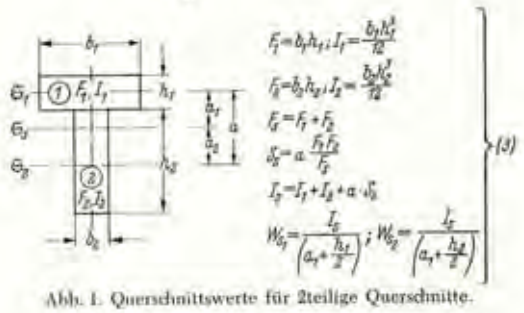


Abb. 1. Querschnittswerte für 2teilige Querschnitte.

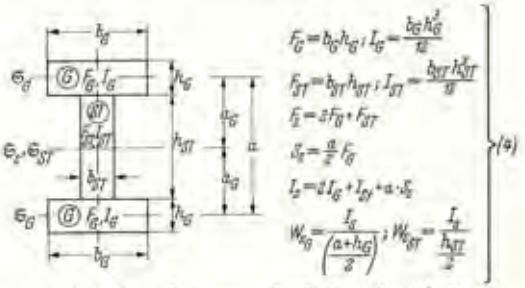


Abb. 2. Querschnittswerte für 3teilige Querschnitte.

Mit den Querschnittswerten in Abb. 1 für *2teilige Querschnitte* und in Abb. 2 für *3teilige symmetrische Querschnitte* ergeben sich die von der Querschnittsform abhängigen Werte A_σ für den Spannungsnachweis

für 2teilige Querschnitte

$$\left.\begin{aligned} &\text{Querschnittsteil } ①: \quad A_{\sigma_1} = \frac{J_S}{(J_1+J_2)} \cdot \frac{h_1}{(2a_1+h_1)} - 1, \\ &\text{Querschnittsteil } ②: \quad A_{\sigma_2} = \frac{J_S}{(J_1+J_2)} \cdot \frac{h_2}{(2a_2+h_2)} - 1 \end{aligned}\right\} \tag{5}$$

und für 3teilige symmetrische Querschnitte

$$\left.\begin{aligned} &\text{Gurtquerschnitt } Ⓖ: \quad A_{\sigma_G} = \frac{J_S}{(2J_G+J_{ST})} \cdot \frac{h_G}{(a+h_G)} - 1, \\ &\text{Stegquerschnitt } Ⓢ: \quad A_{\sigma_{ST}} = \frac{J_S}{(2J_G+J_{ST})} - 1 \end{aligned}\right\} \tag{6}$$

und die Werte A_v für den Durchbiegungsnachweis

für 2teilige Querschnitte

$$A_v = \frac{J_S}{J_1+J_2} - 1 \tag{7}$$

und für 3teilige symmetrische Querschnitte

$$A_v = \frac{J_S}{2J_G+J_{ST}} - 1. \tag{8}$$

Für den Sonderfall von *2 gleich großen Einzelbalken* mit den Querschnittswerten in Abb. 3 ergeben sich

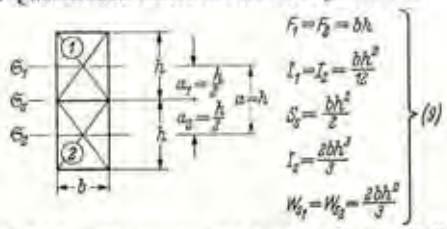


Abb. 3. Querschnittswerte für 2 gleich große Einzelbalken.

$$A_{\sigma_{1=2}} = 1 \tag{10}$$

$$A_v = 3 \tag{11}$$

bzw. für den Sonderfall von *3 gleich großen Einzelbalken* mit den Querschnittswerten in Abb. 4.

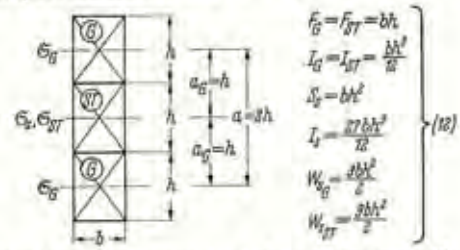


Abb. 4. Querschnittswerte für 3 gleich große Einzelbalken.

$$\left.\begin{aligned} A_{\sigma_G} &= 2 \\ A_{\sigma_{ST}} &= 8 \end{aligned}\right\} \tag{13}$$

$$A_v = 8. \tag{14}$$

Mit der kontinuierlichen elastischen Federung K in der Berührungsfuge der Teilbalken

$$K = \frac{C}{e} = \frac{\text{Federkonstante des Einzelverbindungsmittels}}{\text{Verbindungsmittelabstand}} \quad [\text{kg/cm}^2] \tag{15}$$

und mit dem Elastizitätsmodul E des Holzes ergibt sich unter Beachtung von Abb. 1 und 2 der Wert γl

für 2teilige Querschnitte

$$\gamma l = \sqrt{\frac{K}{E} \cdot \frac{a}{(J_1+J_2)} \cdot \frac{J_S}{S_S}} \cdot l \tag{16}$$

und für 3teilige symmetrische Querschnitte

$$\gamma l = \sqrt{\frac{K}{E} \cdot \frac{a}{2(2J_G+J_{ST})} \cdot \frac{J_S}{S_S}} \cdot l. \tag{17}$$

Unter Beachtung von Abb. 3 und 4 ergibt sich

für 2 gleich große Einzelbalken

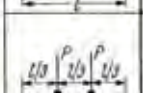
$$\gamma l = \sqrt{\frac{K}{E} \cdot \frac{8}{bh}} \cdot l \tag{18}$$

und für 3 gleich große Einzelbalken

$$\gamma l = \sqrt{\frac{K}{E} \cdot \frac{9}{b\,h}} \cdot l. \tag{19}$$

Die Funktionswerte $\vartheta_\sigma(\gamma l)$ und $\vartheta_v(\gamma l)$ für den Spannungs- bzw. Durchbiegungsnachweis an der für den jeweiligen Lastfall maßgebenden Balkenstelle sind in *Tabelle 1* in allgemeiner Form und in *Tabelle 2* für γl-Werte von 0—50 zusammengestellt.

Tabelle 1.

Lastfall	Maßgebende Balkenstelle	$\vartheta_\sigma(\gamma l)$	$\vartheta_v(\gamma l)$
	$x = l/2$	$\vartheta_\sigma = \frac{8}{\gamma^2 l^2}\left(1 - \frac{1}{\cosh\frac{\gamma l}{2}}\right)$	$\vartheta_v = \frac{48}{5}\cdot\frac{1}{\gamma^2 l^2}\left[1 - \frac{5}{\gamma^2 l^2}\left(1 - \frac{1}{\cosh\frac{\gamma l}{2}}\right)\right]$
	$x = l/2$	$\vartheta_\sigma = \frac{2}{\gamma l}\cdot\frac{\sinh\frac{\gamma l}{2}}{\cosh\frac{\gamma l}{2}}$	$\vartheta_v = 12\cdot\frac{1}{\gamma^2 l^2}\left[1 - \frac{2}{\gamma l}\cdot\frac{\sinh\frac{\gamma l}{2}}{\cosh\frac{\gamma l}{2}}\right]$
	$x = l/2$	$\vartheta_\sigma = \frac{3}{\gamma l}\cdot\frac{\sinh\frac{\gamma l}{3}}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{2}$	$\vartheta_v = \frac{23}{5}\cdot\frac{1}{\gamma^2 l^2}\left[1 - \frac{3}{\gamma l}\cdot\frac{\sinh\frac{\gamma l}{3}}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{2}\right]$
	$x = l/3$	$\vartheta_\sigma = \frac{3}{\gamma l}\cdot\frac{\left(\sinh\frac{\gamma l}{3} + \sinh\frac{2\gamma l}{3}\right)}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{3}$	$\vartheta_v = \frac{23}{5}\cdot\frac{1}{\gamma^2 l^2}\left[1 - \frac{3}{\gamma l}\cdot\frac{\left(\sinh\frac{\gamma l}{3} + \sinh\frac{2\gamma l}{3}\right)}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{3}\right]$
	$x = l/2$	$\vartheta_\sigma = \frac{8}{\gamma l}\cdot\frac{\sinh\frac{\gamma l}{4}}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{2}$	$\vartheta_v = \frac{88}{11}\cdot\frac{1}{\gamma^2 l^2}\left[1 - \frac{8}{\gamma l}\cdot\frac{\sinh\frac{\gamma l}{4}}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{2}\right]$
	$x = l/4$	$\vartheta_\sigma = \frac{4}{\gamma l}\cdot\frac{\left(\sinh\frac{\gamma l}{4} + \sinh\frac{3\gamma l}{4}\right)}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{4}$	$\vartheta_v = 12\cdot\frac{1}{\gamma^2 l^2}\left[1 - \frac{4}{\gamma l}\cdot\frac{\left(\sinh\frac{\gamma l}{4} + \sinh\frac{3\gamma l}{4}\right)}{\sinh\gamma l}\sinh\frac{\gamma l}{4}\right]$

Aus den ϑ-Werten der Tabelle 2 sind die beiden Grenzfälle des elastischen Verbundes und zwar starrer Verbund ($\gamma l = \infty$) und kein Verbund ($\gamma l = 0$) klar ersichtlich.

Starrer Verbund:

$$\lim\left[\vartheta_\sigma(\gamma l)\right]_{\gamma l \to \infty} = 0; \qquad \lim\left[\vartheta_v(\gamma l)\right]_{\gamma l \to \infty} = 0$$

Kein Verbund:

$$\lim\left[\vartheta_\sigma(\gamma l)\right]_{\gamma l \to 0} = 1; \qquad \lim\left[\vartheta_v(\gamma l)\right]_{\gamma l \to 0} = 1.$$

Bei der Belastung durch symmetrisch zur Balkenmitte angreifende Einzellasten ist die für den Spannungsnachweis „maßgebende Balkenstelle" unter den Lastangriffspunkten.

Bei der zwischen den beiden Einzellasten gleich groß wirkenden Schnittkraft M_{max} ist an der Balkenstelle $x = \frac{l}{3}$ bzw. $x = \frac{l}{4}$ der Funktionswert ϑ_σ größer als an der Balkenstelle $x = \frac{l}{2}$.

Mittels der $\frac{1}{\eta_\sigma}$-Faktoren ergeben sich die maximal auftretenden Randspannungen nach Abb. 5 unter Berücksichtigung der Querschnittswerte W_{S_1} und W_{S_2} nach Abb. 1 bzw. Abb. 3

für 2teilige Querschnitte

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{1\,max} &= -\frac{1}{\eta_{\sigma_1}}\cdot\frac{M_{max}}{W_{S_1}}, \\ \sigma_{2\,max} &= +\frac{1}{\eta_{\sigma_2}}\cdot\frac{M_{max}}{W_{S_2}} \end{aligned}\right\} \tag{20}$$

und nach Abb. 6 unter Berücksichtigung der Querschnittswerte W_{S_G} und $W_{S_{ST}}$ nach Abb. 2 bzw. Abb. 4.

für 3teilige symmetrische Querschnitte

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{G\,max} &= \pm\frac{1}{\eta_{\sigma_G}}\cdot\frac{M_{max}}{W_{S_G}}, \\ \sigma_{ST\,max} &= \pm\frac{1}{\eta_{\sigma_{ST}}}\cdot\frac{M_{max}}{W_{S_{ST}}} \end{aligned}\right\} \tag{21}$$

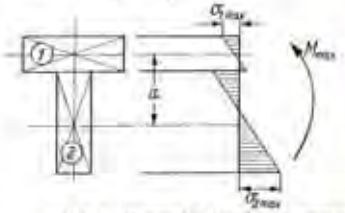


Abb. 5. Maximale Randspannungen.

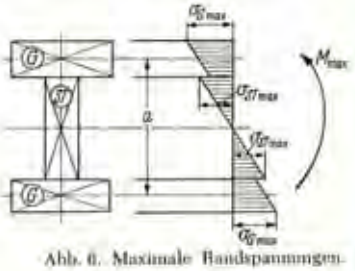


Abb. 6. Maximale Randspannungen.

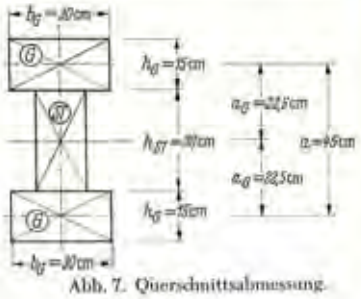


Abb. 7. Querschnittsabmessung.

Die maximal auftretende Durchbiegung in Balkenmitte ergibt sich für 2teilige und 3teilige symmetrische Querschnitte mittels der $\frac{1}{\eta_v}$-Faktoren für die Balkenstelle $x = \frac{l}{2}$ in der Form

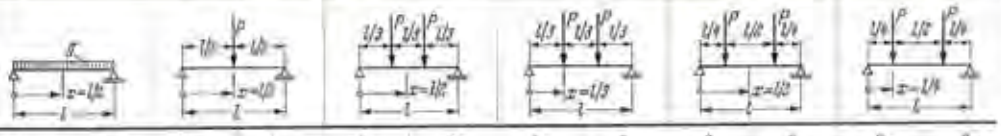
$$v_{max} = \frac{1}{\eta_v}\cdot v_{S\,max}. \tag{22}$$

wobei $v_{S\,max}$ die maximale Durchbiegung in Balkenmitte bei starrem Verbund darstellt.

Beispiel: Im folgenden wird ein *3teiliger symmetrischer Querschnitt* unter einer gleichmäßig verteilt angreifenden Belastung g und unter einer in Feldmitte angreifenden Einzellast P untersucht. Für beide Belastungsfälle wird dieselbe Trägerlänge vorausgesetzt und die Belastung so gewählt, daß die Schnittkraft M_{max} für beide Fälle gleich groß ist. Die Auslegung der Verbindungsmittel erfolgt beim Lastfall g für die 0,5fache maximale Schubkraft bei starrem Verbund, bei der Einzellast P in Feldmitte für die maximale Schubkraft bei starrem Verbund. Dadurch erhalten wir in beiden Fällen bei denselben Verbindungsmitteln die gleichen Abstände derselben. Als Verbindungsmittel werden Dübel mit einer Tragkraft $N_{zul} = 3000$ kg und einer Lastverschiebungsziffer $C = 30\,000$ kg/cm in Rechnung gestellt.

Die Ergebnisse dieses auf Grund der elastischen Verbundtheorie aufgestellten für die Praxis vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens werden denen des neuen DIN-Vorschlages gegenübergestellt.

Tabelle 2. $\vartheta_b(z/l)$ und $\vartheta_c(z/l)$ an der maßgebenden Balkenstelle* für die Lastfälle



z/l	ϑ_a	ϑ_b	ϑ_c	ϑ_d	ϑ_a	ϑ_b	ϑ_c	ϑ_d	ϑ_a	ϑ_b	ϑ_c	ϑ_d
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,998	0,997	0,997	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996	0,995	0,996	0,997	0,996
0,4	0,984	0,984	0,987	0,984	0,983	0,984	0,985	0,984	0,982	0,984	0,987	0,984
0,6	0,964	0,965	0,971	0,965	0,963	0,965	0,968	0,965	0,960	0,964	0,971	0,965
0,8	0,937	0,939	0,950	0,940	0,938	0,939	0,944	0,939	0,931	0,938	0,950	0,940
1,0	0,905	0,908	0,924	0,909	0,903	0,908	0,916	0,908	0,898	0,907	0,924	0,909
1,2	0,869	0,872	0,895	0,874	0,866	0,872	0,884	0,873	0,856	0,871	0,895	0,874
1,4	0,830	0,834	0,863	0,836	0,826	0,834	0,849	0,835	0,813	0,832	0,863	0,836
1,6	0,778	0,793	0,830	0,797	0,784	0,794	0,812	0,794	0,768	0,792	0,830	0,797
1,8	0,746	0,752	0,796	0,756	0,740	0,752	0,774	0,753	0,722	0,750	0,796	0,756
2,0	0,704	0,711	0,762	0,715	0,697	0,711	0,736	0,712	0,675	0,708	0,762	0,715
2,2	0,662	0,670	0,728	0,675	0,655	0,670	0,699	0,672	0,630	0,667	0,728	0,675
2,4	0,622	0,630	0,695	0,636	0,613	0,631	0,663	0,632	0,586	0,627	0,695	0,636
2,6	0,583	0,592	0,663	0,598	0,573	0,593	0,628	0,594	0,544	0,589	0,663	0,598
2,8	0,546	0,556	0,632	0,563	0,535	0,557	0,595	0,558	0,504	0,552	0,632	0,563
3,0	0,511	0,522	0,603	0,529	0,500	0,522	0,563	0,524	0,466	0,518	0,603	0,529
3,2	0,478	0,489	0,576	0,497	0,466	0,490	0,534	0,492	0,431	0,485	0,576	0,497
3,4	0,447	0,459	0,550	0,467	0,434	0,460	0,506	0,462	0,398	0,455	0,550	0,467
3,6	0,419	0,431	0,526	0,439	0,405	0,431	0,480	0,433	0,367	0,426	0,526	0,439
3,8	0,392	0,404	0,503	0,413	0,377	0,405	0,456	0,407	0,339	0,400	0,503	0,413
4,0	0,367	0,380	0,482	0,388	0,352	0,380	0,433	0,383	0,312	0,375	0,482	0,388
4,2	0,344	0,357	0,462	0,366	0,328	0,358	0,412	0,360	0,288	0,352	0,462	0,366
4,4	0,323	0,336	0,444	0,345	0,306	0,337	0,392	0,339	0,266	0,331	0,444	0,345
4,6	0,303	0,316	0,426	0,325	0,286	0,317	0,374	0,319	0,245	0,311	0,426	0,325
4,8	0,285	0,298	0,410	0,307	0,267	0,299	0,357	0,301	0,226	0,293	0,410	0,307
5,0	0,268	0,281	0,395	0,291	0,250	0,282	0,342	0,284	0,209	0,276	0,395	0,291
5,2	0,252	0,266	0,380	0,275	0,234	0,266	0,327	0,269	0,193	0,260	0,380	0,275
5,4	0,238	0,251	0,367	0,260	0,219	0,252	0,313	0,254	0,178	0,246	0,367	0,260
5,6	0,224	0,237	0,355	0,247	0,205	0,238	0,301	0,241	0,165	0,232	0,355	0,247
5,8	0,212	0,225	0,343	0,234	0,192	0,226	0,289	0,228	0,152	0,220	0,343	0,234
6,0	0,200	0,213	0,332	0,223	0,180	0,214	0,278	0,217	0,141	0,208	0,332	0,223
6,2	0,189	0,202	0,321	0,212	0,169	0,203	0,268	0,206	0,131	0,197	0,321	0,212
6,4	0,179	0,192	0,311	0,202	0,159	0,193	0,258	0,196	0,121	0,187	0,311	0,202
6,6	0,170	0,183	0,302	0,192	0,149	0,183	0,249	0,186	0,112	0,178	0,302	0,192
6,8	0,161	0,174	0,293	0,183	0,140	0,175	0,241	0,177	0,104	0,169	0,293	0,183
7,0	0,153	0,166	0,285	0,175	0,132	0,166	0,233	0,169	0,096	0,161	0,285	0,175
7,2	0,146	0,158	0,277	0,167	0,124	0,159	0,225	0,161	0,089	0,153	0,277	0,167
7,4	0,139	0,151	0,270	0,160	0,117	0,151	0,218	0,154	0,083	0,146	0,270	0,160
7,6	0,132	0,144	0,263	0,153	0,110	0,145	0,212	0,147	0,077	0,139	0,263	0,153
7,8	0,126	0,138	0,256	0,147	0,104	0,138	0,205	0,141	0,071	0,133	0,256	0,147
8,0	0,120	0,132	0,250	0,141	0,098	0,132	0,199	0,135	0,066	0,127	0,250	0,141
8,2	0,115	0,126	0,244	0,135	0,093	0,127	0,194	0,129	0,062	0,122	0,244	0,135
8,4	0,110	0,121	0,238	0,130	0,088	0,121	0,189	0,124	0,057	0,117	0,238	0,130
8,6	0,105	0,116	0,232	0,125	0,083	0,116	0,184	0,119	0,053	0,112	0,232	0,125
8,8	0,101	0,111	0,227	0,120	0,078	0,112	0,179	0,115	0,050	0,107	0,227	0,120
9,0	0,097	0,107	0,222	0,115	0,074	0,107	0,175	0,110	0,046	0,103	0,222	0,115
9,2	0,093	0,103	0,217	0,111	0,070	0,103	0,170	0,106	0,043	0,099	0,217	0,111
9,4	0,089	0,099	0,213	0,107	0,066	0,099	0,166	0,102	0,040	0,095	0,213	0,107
9,6	0,085	0,095	0,208	0,103	0,063	0,095	0,162	0,098	0,037	0,091	0,208	0,103
9,8	0,082	0,092	0,204	0,099	0,060	0,092	0,159	0,095	0,035	0,088	0,204	0,099
10,0	0,079	0,088	0,200	0,096	0,057	0,089	0,155	0,091	0,033	0,084	0,200	0,096
11,0	0,066	0,074	0,182	0,081	0,044	0,074	0,140	0,077	0,023	0,070	0,182	0,081
12,0	0,055	0,063	0,167	0,069	0,034	0,063	0,127	0,065	0,017	0,060	0,167	0,069
13,0	0,047	0,054	0,154	0,060	0,026	0,054	0,117	0,056	0,012	0,051	0,154	0,060
14,0	0,041	0,047	0,143	0,052	0,021	0,047	0,108	0,049	0,009	0,044	0,143	0,052
15,0	0,036	0,041	0,133	0,046	0,016	0,041	0,101	0,043	0,006	0,039	0,133	0,046
16,0	0,031	0,036	0,125	0,041	0,013	0,036	0,094	0,038	0,005	0,034	0,125	0,041
17,0	0,028	0,032	0,118	0,037	0,010	0,032	0,089	0,034	0,003	0,030	0,118	0,037
18,0	0,025	0,029	0,111	0,033	0,008	0,029	0,084	0,031	0,002	0,027	0,111	0,033
19,0	0,022	0,026	0,105	0,030	0,007	0,026	0,079	0,028	0,002	0,024	0,105	0,030
20,0	0,020	0,024	0,100	0,027	0,005	0,023	0,075	0,025	0,001	0,022	0,100	0,027
21,0	0,018	0,021	0,095	0,025	0,004	0,021	0,071	0,023	0,001	0,020	0,095	0,025
22,0	0,017	0,020	0,091	0,023	0,003	0,019	0,068	0,021	0,001	0,018	0,091	0,023
23,0	0,015	0,018	0,087	0,021	0,003	0,018	0,065	0,019	0,001	0,016	0,087	0,021
24,0	0,014	0,016	0,083	0,019	0,002	0,016	0,063	0,018	0,000	0,015	0,083	0,019
25,0	0,013	0,015	0,080	0,018	0,002	0,015	0,060	0,016	0,000	0,014	0,080	0,018
30,0	0,009	0,011	0,067	0,012	0,001	0,010	0,050	0,011	0,000	0,010	0,067	0,012
35,0	0,007	0,008	0,057	0,009	0,000	0,008	0,043	0,008	0,000	0,007	0,057	0,009
40,0	0,005	0,006	0,050	0,007	0,000	0,006	0,038	0,006	0,000	0,005	0,050	0,007
45,0	0,004	0,005	0,044	0,006	0,000	0,005	0,033	0,005	0,000	0,004	0,044	0,006
50,0	0,003	0,004	0,040	0,005	0,000	0,004	0,030	0,004	0,000	0,003	0,040	0,005

In Abb. 7 ist der zu berechnende 3teilige symmetrische Querschnitt mit den eingetragenen Abmessungen dargestellt.

Die Querschnittswerte ergeben sich nach Abb. 2 zu

$$F_G = b_G\, h_G = 30 \cdot 15 = 450\ \text{cm}^2,$$

$$J_G = \frac{b_G\, h_G^3}{12} = \frac{30 \cdot 15^3}{12} = 8437{,}5\ \text{cm}^4,$$

$$J_{ST} = \frac{b_{ST}\, h_{ST}^3}{12} = \frac{15 \cdot 30^3}{12} = 33\,750\ \text{cm}^4,$$

$$S_S = \frac{a}{2}\, F_G = \frac{45}{2} \cdot 450 = 10\,125\ \text{cm}^3,$$

$$J_S = 2\, J_G + J_{ST} + a\, S_S =$$
$$= 16\,875 + 33\,750 + 45 \cdot 10\,125 = \underline{506\,250\ \text{cm}^4},$$

$$W_{SG} = \frac{J_S}{\left(\frac{a + h_G}{2}\right)} = \frac{506\,250}{30} = \underline{16\,875\ \text{cm}^3},$$

$$W_{S_{ST}} = \frac{J_S}{\frac{h_{ST}}{2}} = \frac{506250}{15} = \underline{33750\ \text{cm}^3}$$

Die von der Querschnittsform abhängigen Werte A_{σ} und A_v zur Berechnung der $\frac{1}{\eta}$-Faktoren erhalten wir nach (6) und (8) zu

$$A_{\sigma_G} = \frac{J_S}{(2J_G + J_{ST})} \cdot \frac{h_G}{(a + h_G)} - 1 = \frac{506250}{50625} \cdot \frac{15}{60} - 1 = \underline{1{,}5},$$

$$A_{\sigma ST} = A_v = \frac{J_S}{(2J_G + J_{ST})} - 1 = \frac{506250}{50625} - 1 = \underline{9}.$$

In Abb. 8 sind die beiden Balken mit den eingetragenen Abmessungen und Belastungen und den auftretenden Schnittlasten M und Q dargestellt.

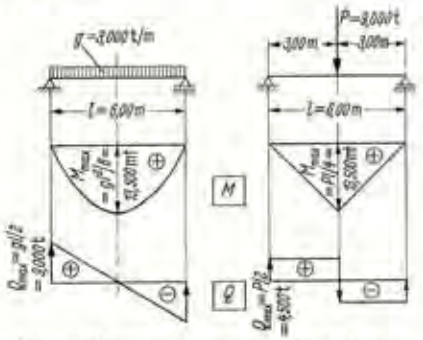


Abb. 8. Balkenabmessung und Balkenbelastung.

Bei der eingangs beschriebenen Dübelauslegung und zwar für die 0,5fache maximale Schubkraft des starren Verbundes beim Lastfall g

$$T = 0{,}5\, Q_{\max} \frac{S_S}{J_S} = 0{,}5 \cdot 9000 \frac{\left|10125\right|'}{506250} = \underline{90\ \text{kg/cm}}$$

bzw. für die maximale Schubkraft des starren Verbundes beim *Lastfall P in Feldmitte*

$$T = Q_{\max} \cdot \frac{S_S}{J_S} = \left|4500\right| \frac{10125}{506250} = \underline{90\ \text{kg/cm}},$$

erhalten wir mit den gewählten Dübeln (N_{zul} = 3000 kg, C = 30 000 kg/cm) für beide Belastungsfälle denselben Dübelabstand zu

$$e = \frac{N}{T} = \frac{3000}{90} = \underline{33{,}3\ \text{cm}},$$

und damit die kontinuierliche elastische Federung in der Berührungsfuge der Teilbalken zu

$$K = \frac{C}{e} = \frac{30000}{33{,}3} = \underline{900\ \text{kg/cm}^2}.$$

Durch die für die beiden Belastungsfälle festgelegte K-Ziffer = 900 kg/cm² ergeben sich

$$\gamma l = \sqrt{\frac{K}{E} \cdot \frac{a}{2(2J_G + J_{ST})} \cdot \frac{J_S}{S_S}} \cdot l =$$

$$= \sqrt{\frac{900}{100000} \cdot \frac{45}{2 \cdot 50625} \cdot \frac{506250}{10125}} \cdot 600 = \underline{8{,}48}$$

und die laut *Tabelle* 2 festgelegten Funktionswerte $\vartheta(\gamma l)$

Für den Lastfall g

$$\vartheta_{\sigma}(\gamma l) = \underline{0{,}108}; \quad \vartheta_v(\gamma l) = \underline{0{,}119}$$

und für den Lastfall P in Feldmitte

$$\vartheta_{\sigma}(\gamma l) = \underline{0{,}235}; \quad \vartheta_v(\gamma l) = \underline{0{,}127}.$$

Die Abminderungsfaktoren $\frac{1}{\eta}$ ergeben sich nach (1) bzw. (2)

Für den Lastfall g

$$\frac{1}{\eta_{\sigma_G}} = 1 + A_{\sigma_G} \cdot \vartheta_{\sigma}(\gamma l) = 1 + 1{,}5 \cdot 0{,}108 = \underline{1{,}162},$$

$$\frac{1}{\eta_{\sigma_{ST}}} = 1 + A_{\sigma_{ST}} \cdot \vartheta_{\sigma}(\gamma l) = 1 + 9 \cdot 0{,}108 = \underline{1{,}972},$$

$$\frac{1}{\eta_v} = 1 + A_v \cdot \vartheta_v(\gamma l) = 1 + 9 \cdot 0{,}119 = \underline{2{,}071}$$

und für den Lastfall P in Feldmitte

$$\frac{1}{\eta_{\sigma_G}} = 1 + A_{\sigma_G} \cdot \vartheta_{\sigma}(\gamma l) = 1 + 1{,}5 \cdot 0{,}235 = \underline{1{,}352},$$

$$\frac{1}{\eta_{\sigma_{ST}}} = 1 + A_{\sigma_{ST}} \cdot \vartheta_{\sigma}(\gamma l) = 1 + 9 \cdot 0{,}235 = \underline{3{,}115},$$

$$\frac{1}{\eta_v} = 1 + A_v \cdot \vartheta_v(\gamma l) = 1 + 9 \cdot 0{,}127 = \underline{2{,}143}.$$

Mittels der $\frac{1}{\eta}$-Faktoren ergeben sich nach (21) die maximalen Randspannungen und nach (22) die maximale Durchbiegung

Für den Lastfall g

$$\sigma_{G\,\max} = \pm \frac{1}{\eta_{\sigma_G}} \cdot \frac{M_{\max}}{W_{S_G}} = \pm 1{,}162 \frac{1\,350\,000}{16\,875} = \underline{\pm 93{,}0\ \text{kg/cm}^2},$$

$$\sigma_{ST\,\max} = \pm \frac{1}{\eta_{\sigma_{ST}}} \cdot \frac{M_{\max}}{W_{S_{ST}}} = \pm 1{,}972 \frac{1\,350\,000}{33\,750} = \underline{\pm 78{,}9\ \text{kg/cm}^2},$$

$$v_{\max} = \frac{1}{\eta_v} \cdot v_{S\,\max} = \frac{1}{\eta_v} \cdot \frac{5\,g\,l^4}{384\,E\,J_S} =$$

$$= 2{,}071 \frac{5 \cdot 30 \cdot 600^4}{384 \cdot 100000 \cdot 506250} = \underline{2{,}07\ \text{cm}}$$

und für den Lastfall P in Feldmitte

$$\sigma_{G\,\max} = \pm \frac{1}{\eta_{\sigma_G}} \cdot \frac{M_{\max}}{W_{S_G}} = \pm 1{,}352 \frac{1\,350\,000}{16\,875} = \underline{\pm 108{,}2\ \text{kg/cm}^2},$$

$$\sigma_{ST\,\max} = \pm \frac{1}{\eta_{\sigma_{ST}}} \cdot \frac{M_{\max}}{W_{S_{ST}}} = \pm 3{,}115 \frac{1\,350\,000}{33\,750} = \underline{\pm 124{,}6\ \text{kg/cm}^2},$$

$$v_{\max} = \frac{1}{\eta_v} \cdot v_{S\,\max} = \frac{1}{\eta_v} \cdot \frac{P\,l^3}{48\,E\,J_S} =$$

$$= 2{,}143 \frac{9000 \cdot 600^3}{48 \cdot 100000 \cdot 506205} = \underline{1{,}71\ \text{cm}}.$$

Berechnung des Beispieles nach dem neuen DIN-Vorschlag. Die Neufassung von DIN 1052 betreffend die Berechnung von zusammengesetzten hölzernen Biegeträgern *nimmt keinen Bezug auf die Art der Belastung*, obwohl neben der Bettungsziffer K, den Querschnittsabmessuugen, der Balkenlänge *auch die Belastungsart ein Kriterium der elastischen Verbundtheorie* darstellt.

Mit dem festgelegten Dübelabstand von e = 33,3 cm ergeben sich demnach sowohl für *den Lastfall* g als auch für *den Lastfall P in Feldmitte* dieselben maximalen Randspannungen.

Mit

$$\varepsilon = \frac{\pi^2\,E\,F_G\,e}{l^2\,C} = \frac{3{,}14^2 \cdot 100000 \cdot 15 \cdot 30 \cdot 33{,}3}{600 \cdot 600 \cdot 30000} = \underline{1{,}368}$$

und

$$\varrho = \frac{1}{1+\varepsilon} = \frac{1}{2{,}368} = 0{,}422,$$

ergibt sich das wirksame Trägheitsmoment

$$J_w = 2J_G + J_{ST} + \varrho \cdot 2\left(F_G\, a_G^2\right) =$$

$$= 2 \cdot 8437{,}5 + 33750 + 0{,}422 \cdot 2 \cdot (30 \cdot 15 \cdot 22{,}5^2) = \underline{242899\ \text{cm}^4}$$

und daraus die maximalen Randspannungen

$$\sigma_{G\,\max} = \pm \frac{M_{\max}}{J_w}\left(\varrho\, a_G + \frac{h_G}{2}\right) =$$

Tabelle 3.

Lastfall g

	Nach der Arbeit des Verfassers	Nach dem neuen DIN-Vorschlag	Unterschied in %
$\sigma_{G\,max}$	93,0 kg/cm²	94,5 kg/cm²	1,6 %
$\sigma_{ST\,max}$	78,9 kg/cm²	83,4 kg/cm²	5,7 %
v_{max}	2,07 cm	2,08 cm	0,5 %

Lastfall P in Feldmitte

	Nach der Arbeit des Verfassers	Nach dem neuen DIN-Vorschlag	Unterschied in %
$\sigma_{G\,max}$	108,2 kg/cm²	94,5 kg/cm²	14,5 %
$\sigma_{ST\,max}$	124,6 kg/cm²	83,4 kg/cm²	49,4 %!
v_{max}	1,71 cm	1,87 cm	9,4 %

$$= \pm \frac{1350000}{242899}\,(0{,}422 \cdot 22{,}5 + 7{,}5) = \pm \underline{94{,}5\ \text{kg/cm}^2},$$

$$\sigma_{ST\,max} = \pm \frac{M_{max}}{J_w} \cdot \frac{h_{ST}}{2} = \pm \frac{1\,350\,000}{242\,899} \cdot 15 = \pm \underline{83{,}4\ \text{kg/cm}^2}$$

Die maximalen Durchbiegungen ergeben sich *für den Lastfall g*

$$v_{max} = \frac{5\,g\,l^4}{384\,E\,J_w} = \frac{5 \cdot 30 \cdot 600^4}{384 \cdot 100\,000 \cdot 242\,899} = \underline{2{,}08\ \text{cm}}$$

und für den Lastfall P in Feldmitte

$$v_{max} = \frac{[P\,l^3}{48\,E\,J_w} = \frac{900 \cdot 600^3}{48 \cdot 100\,000 \cdot 242{,}899} = \underline{1{,}67\ \text{cm}}.$$

In der Tafel 3 sind die Berechnungsergebnisse auf Grund der Arbeit des Verfassers und auf Grund des neuen DIN-Vorschlages gegenübergestellt und die Unterschiede in % angegeben.

Schlußbetrachtung

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Vorschlag zur praktischen Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger auf Grund der elastischen Verbundthorie aufgezeigt. Die Kriterien des elastischen Verbundes sind die Schubbettungsziffer K, die Querschnittsabmessungen, die Balkenlänge und die Belastungsart. Bei dem vorliegenden Berechnungsvorschlag wurden sämtliche Kriterien der elastischen Verbundtheorie zur Bestimmung der Abminderungsfaktoren η erfaßt. Der *neue DIN-Vorschlag nimmt keinen Einfluß auf die Art der Belastung*. Wie das durchgerechnete Beispiel bzw. die Gegenüberstellung der Ergebnisse dieser Arbeit mit dem neuen DIN-Vorschlag zeigen, erscheint es aber *wesentlich, die Art der Belastung* bei der Berechnung der maximalen Randspannungen und der maximalen Durchbiegung mitzuerfassen. (Siehe Gegenüberstellung der Ergebnisse des Verfassers zum neuen DIN-Vorschlag in Tafel 3.) Eine einfache Berechnung der maximal auftretenden Schubkraft in der Berührungsfuge der Teilbalken als $f(\gamma\,l)$ wird in einer weiteren Arbeit behandelt.

Literatur

1. *R. Pischl:* Ein Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger. Bauingenieur 43 (1968), Heft 12, S. 448—452.

Anhang D

Berechnung der Endkriechzahl für das Beispiel aus *Kapitel 6*

Ermittlung der Kriech- und Schwindbeiwerte für Beton nach EN 1992-1-1:2004 und B1992-1-1:2007

1.) Baustoffkennwerte

gewählter Beton:	*C*	*C 30/37*

f_{ck}=	30	N/mm²
$f_{ck,cube}$=	37	N/mm²
f_{cm}=	38	N/mm²
f_{ctm}=	2,9	N/mm²
$f_{ctk,0,05}$=	2,0	N/mm²
$f_{ctk,0,95}$=	3,8	N/mm²
E_{cm}=	32837	N/mm²
$\varepsilon_{c,1}$=	2,2	‰
$\varepsilon_{cu,1}$=	3,5	‰
$\varepsilon_{c,2}$=	2,0	‰
$\varepsilon_{cu,2}$=	3,5	‰
n=	2,0	-
$\varepsilon_{c,3}$=	1,8	‰
$\varepsilon_{cu,3}$=	3,5	‰

2.) Weitere Eingabewerte

wirks. BT- Dicke	h_0=	1E+20	mm	(=2 x A_c/U)
rel. Luftfeuchte	RH=	50	%	
Temp. bei Abbinden	T=	20	°C	
Ausschalzeitpkt.	t_0=	28	d	
Zementklasse		N		
Berechnungszeitpkt.	t=	**36500**	d	

Berechnung von Kriech- und Schwindbeiwerten
nach EN (B) 1992-1-1

3.) KRIECHBEIWERTE- LASTKRIECHEN

-) temperaturangepasstes Betonalter zum Belastungszeitpunkt

$t_{0,T}$= **27,95 d**

-) Zementklassen- angepasstes Betonalter zum Belastungszeitpunkt

t_0^*= **27,95 d**

-) Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte

α_1= 0,94

α_2= 0,98

α_3= 0,96

φ_{RH}= **0,98**

-) Beiwert zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit

$\beta_{(fcm)}$= **2,73**

-) Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Belastungsbeginn

$\beta_{(to)}$= **0,49**

-) Grundzahl des Kriechens für Lastkriechen

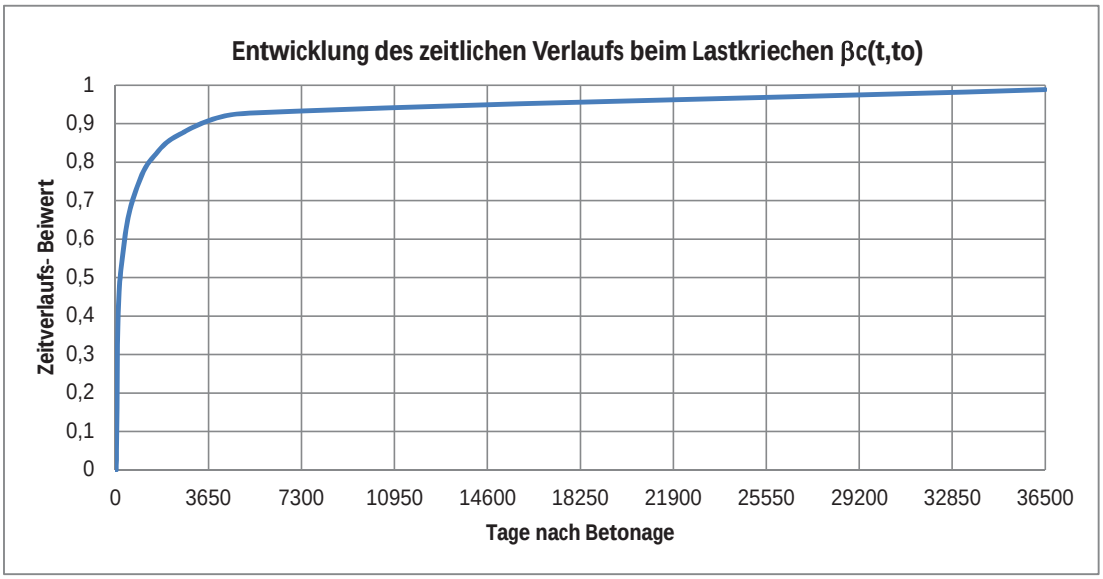
φ_0 = *1,310*

-) Beiwert zur Berücksichtigung der wirsamen Bauteildicke und der relativen Luftfeuchte

β_H= 1439,57

-) Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Lastkriechens

$\beta_{c(t,to)}$= 0,988



-) Kriechzahl zum Zeitpunkt t= 36500 Tage nach dem Betonieren

$\varphi_{(t,to)}$ = *1,295*

Literaturverzeichnis

[ABA10a] ABAQUS, Inc.: *Abaqus 6.10 Online Documentation*. Dassault Systèmes, Version 6.10., 04 2010

[ABA10b] ABAQUS, Inc.: *ABAQUS/CAE 6.10*. Dassault Systèmes, 04 2010

[Ant07] Antesberger, E.: *Weiterführende numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kronendübeln*, Insitut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2007

[B1904] *ÖNORM B 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken- nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*. Austrian Standards Insitute, 08 2004

[B4707] *ÖNORM B 4710-1: Beton, Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis (Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1 für Normal- und Schwerbeton)*. Austrian Standards Insitute, 10 2007

[Ber74] Bergfelder, J.: Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzener Biegeträger mit elastischem Verbund. In: *Der Bauingenieur* 4 (1974), S. 350–357

[Ber78] Berner, K.: *Stahl/Polyurethan- Sandwichtragwerke unter Temperatur- und Brandbeanspruchung*, Technische Hochschule Darmstadt, Fachbereich 14- konstruktiver Ingenieurbau, Diss., 1978

[Dlu09a] Dlubal, GmbH: *RFEM 4.02.0461*, 2009

[Dlu09b] Dlubal, GmbH: *RStab 7.04.0020*, 2009

[EN104] *ÖNORM EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Austrian Standards Insitute, 08 2004

[EN105a] *ÖNORM EN 1993-1-8: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Austrian Standards Insitute, 05 2005

[EN105b] *ÖNORM EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Ermüdung*. Austrian Standards Insitute, 11 2005

[EN109a] *ÖNORM EN 1090-2: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken, Teil 2: Technische Anforderungen an Tragwerke aus Stahl.* Austrian Standards Insitute, 07 2009

[EN109b] *ÖNORM EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil1-1: Allgemeine Bemessungsregeln udn Anwendungsregeln für den Hochbau.* Austrian Standards Insitute, 07 2009

[EN109c] *ÖNORM EN 1994-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.* Austrian Standards Insitute, 05 2009

[EN110] *ÖNORM EN 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 2: Stahlbrücken.* Austrian Standards Insitute, 08 2010

[EN111] *ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Austrian Standards Insitute, 12 2011

[EN112a] *ÖNORM EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Austrian Standards Insitute, 03 2012

[EN112b] *ÖNORM EN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile.* Austrian Standards Insitute, 06 2012

[Fal82] Falke, J.: *Zum Tragverhalten und zur Berechnung von Querträgern orthotroper Platten*, Technische Universität Carolo- Wilhelmina zu Braunschweig, Diss., 1982

[FHJ11a] Fink, J. ; Herrmann, P. ; Juen, L.: Entwicklung einer neuartigen Verbundfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken. In: *Stahlbau, 80. Jahrgang* 5 (2011), S. 309–316

[FHJ11b] Fink, J. ; Herrmann, P. ; Juen, L.: Extremely slender steel-concrete-composite deck slab for railway bridges - research, development, application. In: *fib Symposium Prague- Concrete engineering for excellence and efficiency* 2011 (2011), S. Paper–Nr. 417, 10 S

[FHJ11c] Fink, J ; Herrmann, P. ; Juen, L.: Verbundelement mit einem Füllkörper, Internationale Patentanmeldung Nr. PCT/AT2011/000049. (2011)

[FJ10] Fink, J. ; Juen, L: Innovative Composite Deck Slab for Railway Bridges (1/2): Plastic Strength Behaviour. In: *7th International Conference of Bridges across the Danube Sofia - Bridges in the Danube Basin -Theory and practice in bridge engineering* 2010 (2010), S. 61 – 72

[FPO07] Fink, J. ; Petraschek, T. ; Ondris, L.: Push- Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet- Type Shear Connector. In: *Projekte an den zentralen Applikationsservern, Zentraler Informatikdienst (ZID) der Technischen Universität Wien* Berichte 2006 (2007)

[FPO08] Fink, J. ; Petraschek, T. ; Ondris, L.: Weitere neue Dübelformen für Verbundbau und numerische Simulation von Push-Out-Versuchen mit ABAQUS. In: *Projekte an den zentralen Applikationsservern, Zentraler Informatikdienst (ZID) der Technischen Universität Wien* Berichte 2007 (2008)

[Fra12a] Frank, N.: *Beschreibung des Tragverhaltens einer neuartigen Sandwichfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken.* Insitut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Technische Universität Wien, ISA, 2012

[Fra12b] Frank, N.: *Finite Elemene- Untersuchung zum Tragverhalten einer neuartigen Sandwichfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken*, Insitut für Tragkonstruktionen-Stahlbau, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2012

[Gir93] Girhammar, K.A.G. U.A.; V. U.A.; Vijaya: Composite Beam-Columns with Interlayer Slip-Exact Analysis. In: *Journal of Structural Engineering* 119 (1993), S. 1265–1282

[Hei53] Heilig, R.: Theorie des elastischen Verbunds. In: *Stahlbau, 22 Jahrgang* 5 (1953), S. 104–108

[HJF11] Herrmann, P. ; Juen, L. ; Fink, J.: Neuartige Sandwichfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken- Ein Stabwerkmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens. In: *Stahlbau, 80. Jahrgang* 11 (2011), S. 859–865

[Hoi54] Hoischen, A.: Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung. In: *Der Bauingenieur* 7 (1954), S. 241–244

[HS07] Hanswille, G. ; Schäfer, M.: Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. In: *Stahlbau,76. Jahrgang* 11 (2007), S. 845–854

[Iwa07] Iwancsics, M.: *Numerische Untersuchungen zu neuartigen Schubverbindern*, Insitut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2007

[JF11] Juen, L. ; Fink, J.: Innovative composite deck slab for railway bridges - Technology, fabrication, laboratory tests and plastic load resistance estimation. In: *Eurosteel 2011 - 6th European Conference on Steel and Composite Structures - research, design, construction* C (2011), S. 1989 – 1994

[Jun86] Jungbluth, O.: *Verbund- und Sandwichtragwerke.* Springer Verlag, 1986

[KF07] Kuss, S. ; Fink, J.: Regelstatik für ÖBB- Trogbrücken mit Stützweiten von 10,0- 20,0m. (2007)

[KK11] Kmiecik, P. ; Kaminski, M.: Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. In: *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 11 (2011), S. 623–636

[LF98] Lee, J. ; Fenves, G.L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. In: *Journal of Engineering Mechanics* 124 (1998), Nr. 8, S. 892–900

[LOOO89] Lubliner, J. ; Oliver, J. ; Oller, S. ; Oñate, E.: A plastic-damage model for concrete. In: *International Journal of Solids and Structures* 25 (1989), 25, S. 299–326

[Mic10] Microsoft, Cooperation: *MS EXCEL 2010 14.0.6123.5001 (32Bit)*, 2010

[Mod11] *Model Code 2010- Final Draft*. September 2011

[PE57] Pelikan, W. ; Esslinger, M.: *Die Stahlfahrbahn, Berechung und Konstruktion, MAN Forschungsheft Nr.7*. Maschinenfabrik Augsburg- Nürnberg AG, 1957

[Pet88] Petersen, C.: *STAHLBAU Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. Friedrich Vieweg& Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1988

[Pet08] Petraschek, T.: *Modelle zur Vorhersage des Tragvermögens eines Kronendübels als alternative Schub-verbinder*, Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Diss., 2008

[Pis66] Pischl, R.: *Die Berechnung zusammengesetzter hölzener Biegeträger auf Grund der elastischen Verbundtheorie*, TU Graz, Diss., 1966

[Pis68] Pischl, R.: Ein Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter hölzener Biegeträger. In: *Der Bauingenieur* 12 (1968), S. 448–452

[Pis69] Pischl, R.: Die praktische Berechnung zusammengesetzter hölzener Biegeträger mit Hilfstafeln zur Berechnung von Abminderungsfaktoren. In: *Der Bauingenieur* 5 (1969), S. 181–185

[RIL03] *DB Richtlinie 804: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten*. DB Netz AG, 2003

[Rub] Rubin, H.: *Studienblätter zur Vorlesung Baustatik 1*

[SCC05] *Europäische Richtlinien für SCC: Feststellung, Produktion und Anwendung*. http://www.voeb.com/material/service/downloads/scc_richtlinie_deutsch_ausgabe01001.pdf. Version: 05 2005. – Deutsche Übersetzung August 2006

[Tha06] Thaten, J.: *Skriptum zu Messtechnische Übungen II*. TU Berlin,Institut für Mechanik, 2006 http://mepoolserver.pi.tu-berlin.de/ERoot/MTUE/Skripte/Dms.pdf

[TM10] The MathWorks, Inc.: *MatLab R2010b Ver. 7.11.0.584*, August 2010

[UW09] Unterweger, H. ; Wiesler, B.: Systemberechung mehrfeldriger Straßenbrücken in Vebundbauweise mit dem „Zweistabmodell“. In: *Der Bauingenieur* 84 (2009), S. 16–26

[Wit09] Wittel, F.: *FEM for 4 Eine kurze Einführung in die Finite Elemente Methode*. ETH Zürich, Institut für Baustoffe, 2009 http://www.ifb.ethz.ch/comphys/people/wittelf/FEM-Intro

[Zim01] Zimmermann, S.: Finite Elemente und ihre Anwendung auf physikalisch und geometrisch nichtlineare Probleme / Technische Universität Eindhoven, Niederlande. 2001. – Forschungsbericht