



DIPLOMARBEIT
Master Thesis

**Finite Elemente-Untersuchung zum Tragverhalten einer
neuartigen Sandwichfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

Univ.Prof. DI Dr.techn. Josef Fink

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

Univ.Ass DI Paul Herrmann

E213

Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Nikolaus Frank

0526461

Gärtnergasse 10/4
A-2340 Mödling

Wien, am

eigenhändige Unterschrift

Danksagung

Ich möchte mich an dieser Stelle bei all jenen herzlichst bedanken, die mir bei der Erstellung meiner Diplomarbeit mit Rat und Tat zur Seite gestanden sind.

Speziell danke ich Dipl.-Ing. Paul Herrmann, der als betreuender Assistent immer ein offenes Ohr für meine Fragen hatte und mich mit viel Engagement und Geduld unterstützt hat.

Bei Univ.Prof.Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink möchte ich mich für die Unterstützung und die Bereitstellung eines Arbeitsplatzes an seinem Institut herzlichst bedanken. Das Arbeiten in diesem angenehmen Umfeld hat das Verfassen dieser Arbeit wesentlich erleichtert.

Ich danke besonders meiner Familie und meinen Freunden dafür, dass sie mir geholfen haben Geduld und Ausdauer zu bewahren, um alle Hürden des Studiums zu meistern. Meiner Familie sei außerdem für die finanzielle Unterstützung gedankt, wodurch ich mich zur Gänze auf mein Studium konzentrieren konnte.

Bei all meinen Studienkollegen, Kolleginnen und aus ihnen gewonnenen Freunden möchte ich mich für die Freuden des gemeinsamen Lebens und Lernens auf der Uni bedanken. Auch ihnen verdanke ich mein erfolgreiches Studium.

Kurzfassung

Das Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau der Technischen Universität Wien befasst sich seit längerer Zeit mit der Entwicklung neuartiger Brückenelemente die den speziellen Anforderungen sanierungsbedürftiger Eisenbahnbrücken gerecht werden. Im Zuge dessen wurden im Sommer 2010 vier Prüfkörper einer neuartigen Verbundplatte, die als Fahrbahnplatte eingesetzt werden soll, im Labor bis zur Traglast getestet. Die vier Testobjekte haben sich durch die dabei eingesetzte Geometrie der Schubdübelleisten unterschieden. Neben der im Labor durchgeführten Prüfung werden die Prüfkörper mit dem Finite Elemente Programm ABAQUS numerisch abgebildet.

In dieser Arbeit wird Typ C dieser Versuchskette mit dem Finite Elemente Programm ABAQUS nachgebildet. Mit Hilfe einer Parameterstudie wird dazu das Modell kalibriert, sodass es das Verhalten des Versuchskörpers möglichst realitätsnahe abbildet. Anschließend wird das Modell auf sein Trag und Verformungsverhalten untersucht.

Mit der Analyse des Modells können Rückschlüsse auf das wirkliche Tragverhalten der Verbundplatte getroffen werden. Damit kann das bereits bestehende Tragmodell auf seine Gültigkeit beurteilt und weitere Modelle abgeleitet werden.

Abstract

The Institute of Structural Engineering, Department of Steel Structures on Vienna University of Technology is developing a new bridge element, which fulfill the special requirements for replacing old Railwaybridges. In summer 2010 four specimens of a new extreme slender steel-concrete-steel composite plate, which is designed to work as a deck slab, was experimentally tested to their ultimate bearing limit. Additionally none linear finite element models of the tested objects are developed by the use of the program package ABAQUS [13].

In this thesis the derivation of the finite element model for Type C is presented. A parametric study is used to calibrate the model to reproduce the laboratory testing results close-to real. Finally the load-deflection behavior of the analytical model is analyzed.

This work allows to investigate the processes within the test specimen. It enables to approve the existing load carrying model and to develop more precise models.

1	EINLEITUNG	1
2	DIE VERBUNDPLATTE	2
2.1	KONSTRUKTION	2
2.2	HERSTELLUNG.....	2
2.3	ERWARTETER TRAGMECHANISMUS.....	4
3	AUSGANGSLAGE	5
3.1	VORAUSGEHENDE ARBEITEN	5
3.2	LABORVERSUCH.....	6
3.2.1	<i>Versuchskörper</i>	6
3.2.2	<i>Versuchsaufbau und Messeinrichtung</i>	6
4	ZIELSETZUNG	9
5	FE- MODELLIERUNG DER SANDWICHPLATTE	10
5.1	MODUL – PART	11
5.2	MODUL – PROPERTY	12
5.2.1	<i>Materialparameter Stahl</i>	12
5.2.2	<i>Materialparameter Beton</i>	13
5.3	MODUL – ASSEMBLY	21
5.4	MODUL – STEP	22
5.4.1	<i>Steps</i>	22
5.4.2	<i>Amplitudes</i>	22
5.4.3	<i>Output</i>	23
5.5	MODUL- INTERACTION.....	25
5.5.1	<i>Constraints</i>	25
5.5.2	<i>Interaction</i>	27
5.6	MODUL- LOAD	28
5.7	MODUL- MESH.....	30
5.7.1	<i>Netzgenerierung Betondübel</i>	31
5.7.2	<i>Netzgenerierung Unterteil</i>	32
5.7.3	<i>Netzgenerierung Oberteil</i>	34
5.7.4	<i>Netzgenerierung Betonkern</i>	35
5.8	ZUSAMMENFASSUNG ALLER PARAMETER UND EINSTELLUNGEN	36
5.8.1	<i>Materialparameter</i>	36
5.8.2	<i>Interaction Properties</i>	38
5.8.3	<i>Amplitudes</i>	38
5.8.4	<i>Mesh</i>	38
6	PARAMETERSTUDIE	39
6.1	EINFLUSS DER REIBUNG	42
6.1.1	<i>Schlussfolgerung zum Einfluss der Reibung</i>	48
6.2	EINFLUSS DES DILATION ANGLE	48
6.2.1	<i>Schlussfolgerung zum Einfluss des Dilation Angle</i>	54
6.3	EINFLUSS CDP	55
6.3.1	<i>Schlussfolgerung zum Einfluss des Betonmodells</i>	60
6.4	ZWISCHENBILANZ	61
6.5	EINFLUSS BELASTUNGSGESCHWINDIGKEIT.....	64
6.5.1	<i>Schlussfolgerung zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit</i>	69
6.6	HÖHENANPASSUNG	70
6.6.1	<i>Theoretische Betrachtung</i>	70
6.6.2	<i>Überprüfung</i>	72
6.7	ENDSCHLUPF	79
6.8	ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE UND RESÜMEE	83
7	LITERATURVERZEICHNIS	86
8	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	87

9	TABELLENVERZEICHNIS	89
10	ANHANG	90
10.1	PLÄNE	90
10.2	PRÜFZEUGNISSE STAHL.....	92
10.3	PRÜFZEUGNISSE BETON	93

1 Einleitung

Ältere Eisenbahnbrücken wurden oft ohne Schotterbett gebaut um Gewicht und Material einzusparen. Die Schwellen der Schienen wurden direkt auf dem Trägerrost montiert, was zu einer sehr geringen Höhendifferenz zwischen Schienenoberkante und Konstruktionsunterkante führte. Viele dieser Brücken kommen ihrer planmäßigen Lebensdauer immer näher und Brückenerneuerungen und Umbauten werden notwendig. Bei modernen Brücken ist die Bauweise mit offener Fahrbahn nicht mehr anwendbar, da diese große Lärmemissionen mit sich bringen. Um dem entgegenzuwirken sind Brücken mit fester Fahrbahn oder Schotterbett notwendig. Brückenerneuerungen und Umbauten haben jedoch fix vorgegebene Konstruktionshöhen, da die Schienenoberkante durch die bestehenden, anschließenden Gleiskörper nur wenig Spielraum lassen. Auch die Konstruktionsunterkante kann auf Grund einer möglichen Beeinträchtigung der Verkehrswege unter der Brücke hindurch meist nicht herabgesetzt werden. Am Institut Tragkonstruktionen – Stahlbau der Technischen Universität Wien speziell entwickelte Trogbriicken mit massiven Stahlbodenplatten mit einer Stärke von 120mm können all diese Randbedingungen für kleine Stützweiten bis etwa 20m erfüllen [1]. Diese Konstruktionsart ist auf Grund ihres großen Stahlgewichts und eines enormen Schweißaufwands bei Bedarfsstößen sehr kostspielig. Auch sind Bleche in einer solchen Dicke oft schlecht verfügbar. Daher wurde, um dieser Konstruktionsmethode eine Alternative bieten zu können, eine neue, extrem schlanke Verbundfahrbahnplatte entwickelt.

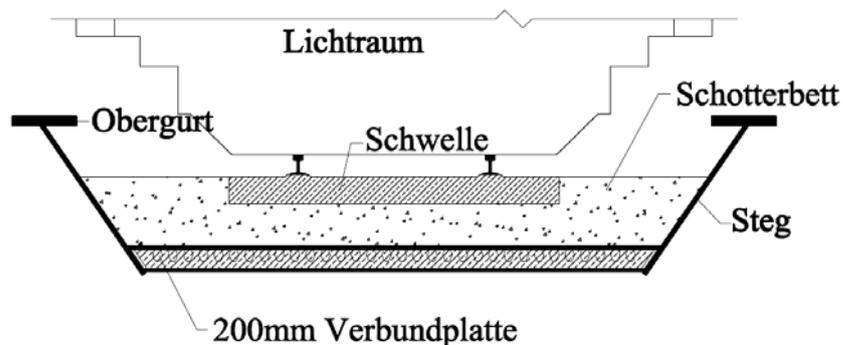


Abb. 1.1: Trogbriicke [2]

Die Bauteilhöhe einer solchen Platte beträgt, für einen Hauptträgerabstand von 4,2 m, im ersten Entwurf 200 mm (Abb. 1.1). Sie muss zum Einen alle Lasten in

Querrichtung zu den Hauptträgern weiterleiten, zum Anderen wirkt sie als Gurt der Träger in Längsrichtung.

2 Die Verbundplatte

2.1 Konstruktion

Das neue Tragelement (Pläne im Anhang) besteht aus zwei parallel liegenden Stahlblechen, deren Zwischenraum mit unbewehrtem Beton gefüllt ist. Auf Grund ihres schichtweisen Aufbaus trägt die Platte die Bezeichnung „steel-concrete-steel-composite (SCSC) plate“ oder auch „Sandwichplatte“. Die Verbindung der Werkstoffe erfolgt über Schubdübelleisten, die mittels Kehlnähten kraftschlüssig abwechselnd mit dem oberen bzw. dem unteren Blech verbunden werden.

2.2 Herstellung

Das Deck- und das Bodenblechelement werden getrennt voneinander hergestellt (Abb. 2.1). Dazu werden auf das Deck- und das Bodenblech die zugehörigen Schubdübelleisten aufgeschweißt. Dies kann auf Grund der guten Zugänglichkeit mittels Schweißroboter einfach und schnell bewerkstelligt werden.



Abb. 2.1: Stahlteilquerschnitt

Anschließend werden die Elemente übereinander gelegt (Abb. 2.2) und durch Kopfbleche verschlossen. Die Schubdübel durchdringen den gesamten Kern und dienen beim Betonieren nebenbei als Abstandhalter. Ein Anschweißen der

Dübelleisten am Deck- und am Bodenblech ist auf Grund der niedrigen Bauhöhe nicht möglich.

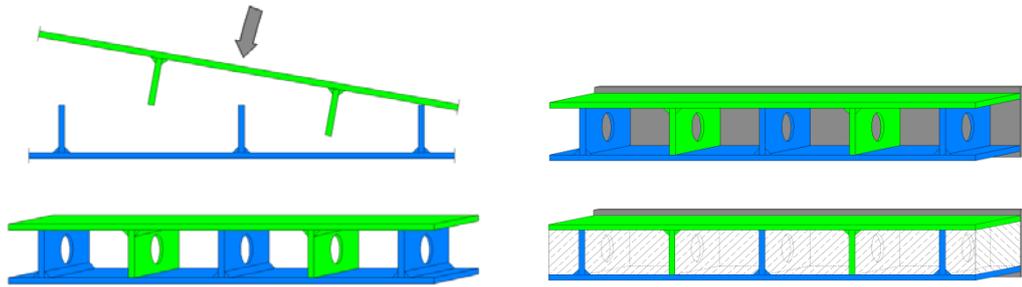


Abb. 2.2: Herstellung [2]

Eines der Kopfbleche ist mit Betonieröffnungen (Abb. 2.3, Abb. 2.4) ausgestattet um das Ausgießen des Hohlraumes mit unbewehrtem Beton zu ermöglichen. Zum Befüllen und Aushärten werden die Stahlelemente aufgerichtet (Abb. 2.5).



Abb. 2.3: Betonieröffnungen 1



Abb. 2.4: Betonieröffnungen 2



Abb. 2.5: Lagerung für Betonage

2.3 Erwarteter Tragmechanismus

Da die Dübelleiste auf Grund der niedrigen Bauhöhe wechselweise entweder mit dem Deck- oder mit dem Bodenblech verschweißt sind, übernimmt der Betonkern die Weiterleitung der Schubkräfte. Über Druckdiagonalen, die sich an den gegenüberliegenden Dübelleisten abstützen, werden diese Kräfte übertragen (Abb. 2.6). Eine kraftschlüssige Verbindung des Deckblechs mit dem Bodenblech kann so sichergestellt werden.

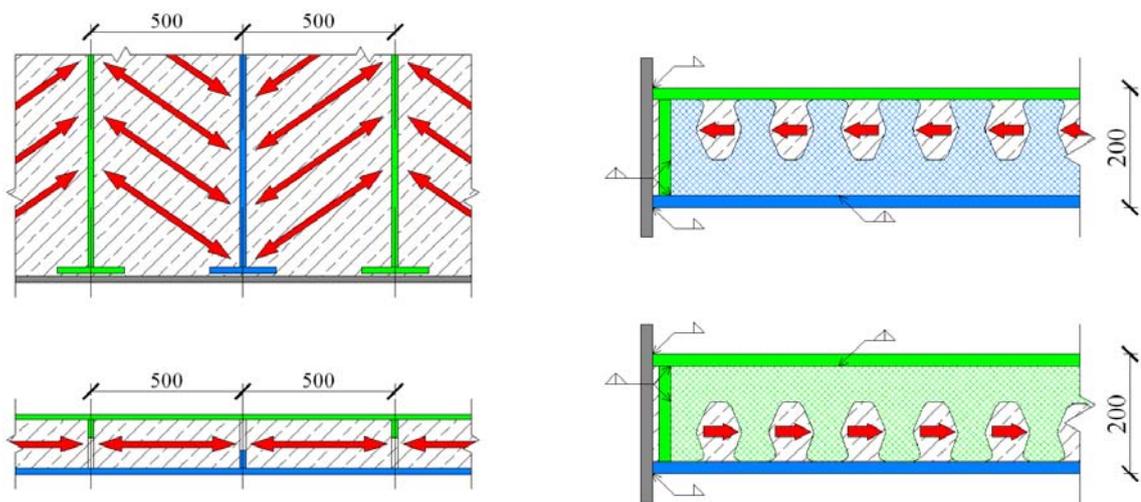


Abb. 2.6: Tragmechanismus [2]

Dem Beton wird einzig diese, durch reine Druckbeanspruchung gekennzeichnete, Tragfunktion zugeordnet, wodurch eine unbewehrte Ausführung des Betonkerns genügt. Die eigentliche Lastabtragung und die Systemsteifigkeit wird den Stahlelementen zugeschrieben.

3 Ausgangslage

3.1 Vorausgehende Arbeiten

In Untersuchungen zu einer, am Institut für Tragkonstruktion – Stahlbau der TU Wien entwickelten, Schubverbinderleiste (VieCro[®]), wurde bereits auf numerische Methoden zur Berechnung von Verbundbauteilen eingegangen ([3], [4], [7]). Mit dem FE-Paket ABAQUS wurde ein Berechnungsmodell gesucht, dass das reale Tragverhalten mit vertretbarem Rechenaufwand möglichst genau widerspiegelt. ABAQUS bietet dazu eine Vielzahl an Parametereinstellungen, die es ermöglichen, komplexe Bauteile und Werkstoffe zu simulieren. Die Festlegung dieser Eingabewerte für neuartige Konstruktionen benötigt Parameterstudien, bei denen Berechnungen mit Prüfergebnissen verglichen werden.

Iwancsics hat in seiner Arbeit „Numerische Untersuchung zu neuartigen Schubverbindern“ ([7]) erste Studien zur Modellierung der Interaktion einer Schubdübelleiste mit Beton mit dem Programm ABAQUS durchgeführt. Neben einer ausführlichen Beschreibung des verwendeten Programms liefert seine Arbeit einen Einblick in die Einflüsse der Reibung zwischen Stahl und Beton, und des Dilation Angle ψ

In der Arbeit „Weiterführende numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kronendübeln“ von Ernst Antesberger ([3]) wurde diese Studie fortgeführt und folgende Variationen durchgeführt:

- Einfluss der Auflösung des FE-Netzes
- Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit
- Einfluss der Option Element Deletion
- Einfluss des Damage Parameters für Druck (d_c)

Wie zu erwarten war, ist mit der Steigerung der Auflösung des FE-Netzes eine genauere Berechnung gelungen. Die Aktivierung der Option Element Deletion konnte die Anzahl der verwendbaren Simulationsergebnisse steigern, wobei der Einfluss auf die Versuchsergebnisse sehr gering war. Mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,1 \text{ mm/s}$ und einem maximalen Damage Parameter $d_c = 0,6$ konnte das Verhalten eines Laborprüfköpers im Bezug auf Verformungsverhalten und maximale Traglast am besten wiedergegeben werden.

Auch bei der Untersuchung der Sandwichplatte ist eine derartige Studie notwendig um eine numerisches Berechnungsmodell zu entwickeln. Im Sommer 2010

wurden daher Modelle im Maßstab 1:1 gebaut und im Labor des Instituts für Tragkonstruktion – Stahlbau der TU Wien bis zur plastischen Traglast geprüft.

3.2 Laborversuch

3.2.1 Versuchskörper

Es wurden vier Varianten der Sandwichplatte hergestellt, die sich nur in der Form der verwendeten Schubdübelleisten unterschieden. Bei Typ A und B wurden die vom Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau der TU Wien entwickelten Kronendübel verwendet, für Typ C und D wurde der Verbund zwischen Stahl und Beton mit Hilfe von Lochleisten hergestellt

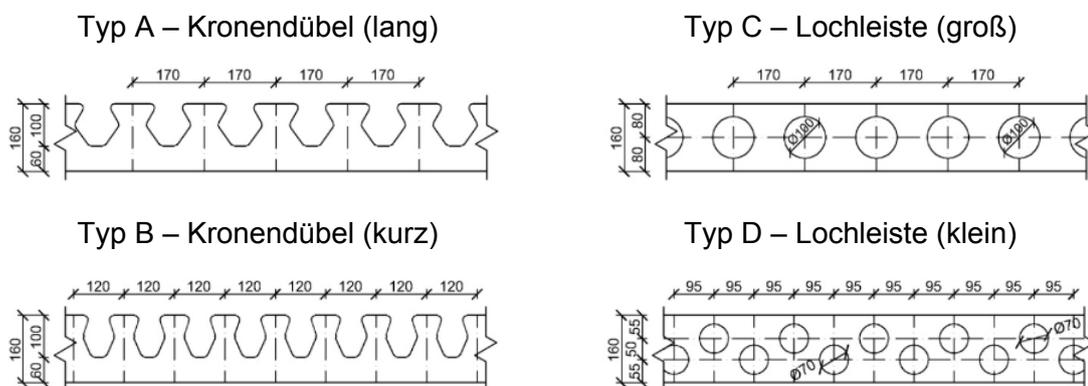


Abb. 3.1: Dübelleistengeometrien [1]

Die Versuchskörper (siehe Kapitel 10.1 Pläne) hatten eine Länge von 2540mm, eine Breite von 3200mm und eine Höhe von 200mm. Es wurden jeweils sieben Dübelleisten mit einem Achsabstand von 500mm eingebaut. Die Stahlelemente wurden aus Blechen der Stahlgüte S355 J2+N mit einer Stärke von 20mm geschnitten. Die Verfüllung des Kerns erfolgte mit selbstverdichtendem Beton C30/37/B3/F73/GK8/SCC.

3.2.2 Versuchsaufbau und Messeinrichtung

Die Versuchskörper wurden in einem Abstand von 2520mm zweiseitig gelagert und mit 19 hydraulisch gekoppelten Pressen, die über die gesamte Breite verteilt angeordnet waren, durch eine linienförmige Belastung beaufschlagt. Die Pressen hoben den Versuchskörper weggesteuert an, die Auflager wurden durch geschweißte Stahlprofile hergestellt die mit Gewindestangen zum Boden

abgespannt waren. Um von der absoluten Durchbiegung auf die, für den Vergleich interessante, relative Durchbiegung zwischen Auflagerpunkt und Plattenmitte rückrechnen zu können, wurden neben der Verschiebung in Feldmitte auch die der Auflager gemessen.

Neben diesen Messungen wurden die Vertikalverschiebung in den Viertelpunkten der Versuchskörper und die horizontale Differenzverschiebung bei den Auflagern gemessen. Außerdem wurden mit einer Vielzahl an Dehnmessstreifen Daten für weitere Analysen gesammelt.

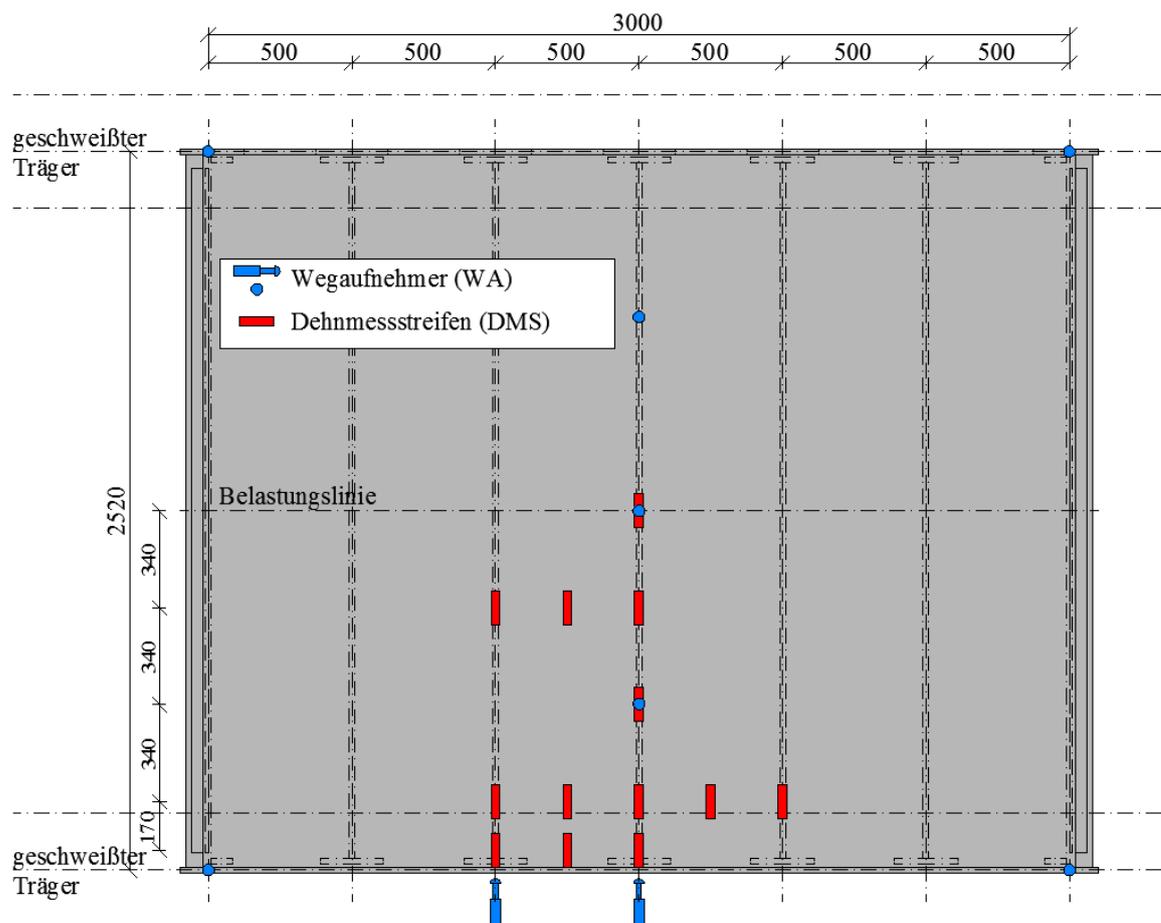


Abb. 3.2: Versuchsaufbau Grundriss [2]

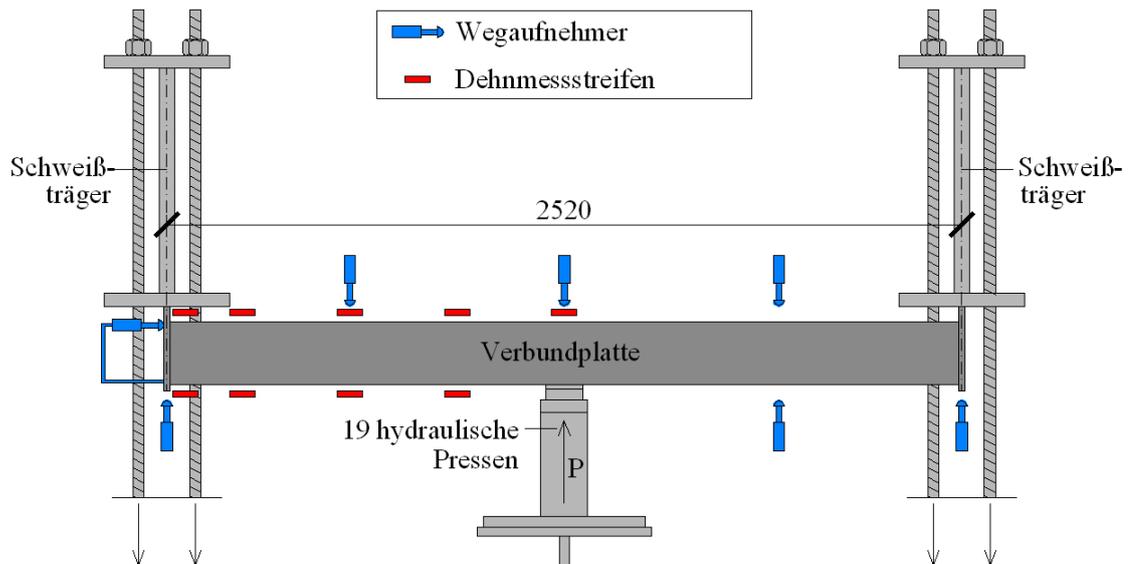


Abb. 3.3: Versuchsaufbau Schnitt [2]

Da nicht alle 19 Pressen eine ausreichende Hubhöhe hatten, wurde am Beginn mit 10 Pressen gearbeitet. Die übrigen 9 Pressen mit geringerer Hubhöhe wurden später eingebaut und zugeschaltet. Dadurch kam es vorübergehend zu einer Entlastung der Versuchskörper. Daraus resultieren scheinbare „Belastungseinbrüche“ (Abb. 3.4) in den Diagrammen bei einer Belastung von etwa 4900kN

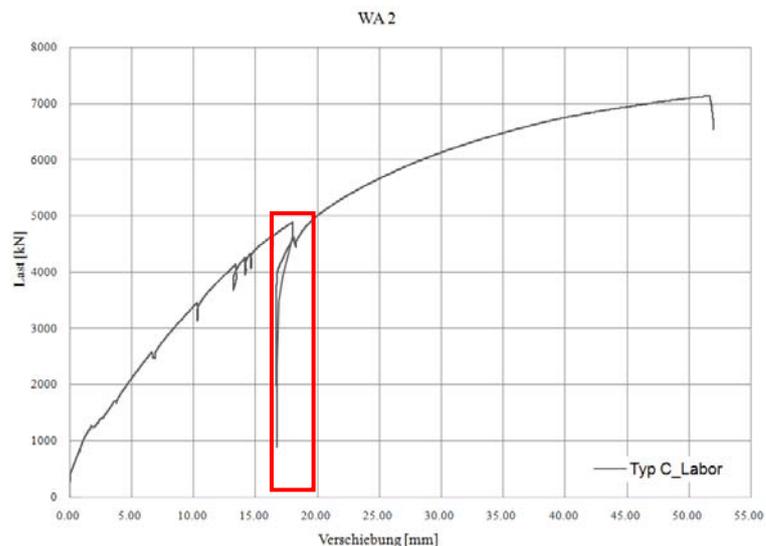


Abb. 3.4: „Belastungseinbruch“

Ein alleiniges Belasten mit 10 Pressen war auf Grund des maximalen Öldrucks und der daraus resultierenden, unzureichenden maximal aufbringbaren Belastung nicht möglich.

4 Zielsetzung

Diese Arbeit beschäftigt sich im ersten Schritt mit der Erstellung eines Finite Elemente Modells einer SCSC-Platte mit dem FE-Berechnungsprogramm ABAQUS ([13]). Alle verwendeten Einstellungen des Programms werden dabei kurz erläutert beziehungsweise wird auf ergänzende Literatur verwiesen um die getroffenen Einstellungen zu begründen. Dieses Modell soll die Wirklichkeit möglichst exakt widerspiegeln. Die Verifikation der Anwendbarkeit des Modells erfolgt dabei durch den Vergleich mit Ergebnissen der Laboruntersuchung.

Im Anschluss daran erfolgt die Optimierung des FE-Modells mit Hilfe einer Parameterstudie. Dadurch soll das Verhalten des Berechnungsmodells möglichst nahe an das des Versuchskörpers aus dem Labor herangeführt werden. Dazu werden Spannungs- und Verschiebungsmessungen mit den Ergebnissen der FE-Untersuchung verglichen. Die Auswahl der in der Studie berücksichtigten Parameter wurde anhand von vorausgehender Studien ([3], [4], [7]) getroffen. Auch die Anwendbarkeit des bereits in diesen Arbeiten unter abweichenden Randbedingungen untersuchten Materialmodells für Beton soll geprüft und beurteilt werden.

Mittels dieses optimierten FE-Modells soll einerseits der in der Einleitung beschriebene, angenommene Tragmechanismus auf seine Gültigkeit untersucht werden. Andererseits können die FE-Berechnungen zur Visualisierung und Quantifizierung von Zwischenergebnissen, die während einer Bauteilprüfung nicht ermittelt werden können, herangezogen werden. Damit soll das optimierte FE-Modell zur Reduktion der Anzahl weiterer Bauteilprüfungen im Labor in der Lage sein.

5 FE- Modellierung der Sandwichplatte

Die belasteten Platten bestanden aus sechs Kammern, welche durch die Dübelleisten voneinander getrennt waren. Die Messungen sind an einem der inneren Felder durchgeführt worden, um Randeinflüsse zu minimieren. Um den Rechenaufwand möglichst gering zu halten, wurde bei der Berechnung, zuerst ein Feld und anschließend unter Berücksichtigung der Symmetrie des Bauteils, ein halbes Feld berechnet. Die Abweichungen der beiden Modelle sind sehr gering und damit vernachlässigbar, wohingegen die Rechenzeit mit dem halben Feld annähernd halbiert werden kann. Für die Parameterstudie wurden daher nur Berechnungen an einer halben Kammer vorgenommen (schraffierter Bereich in Abb. 5.1 bis Abb. 5.3).

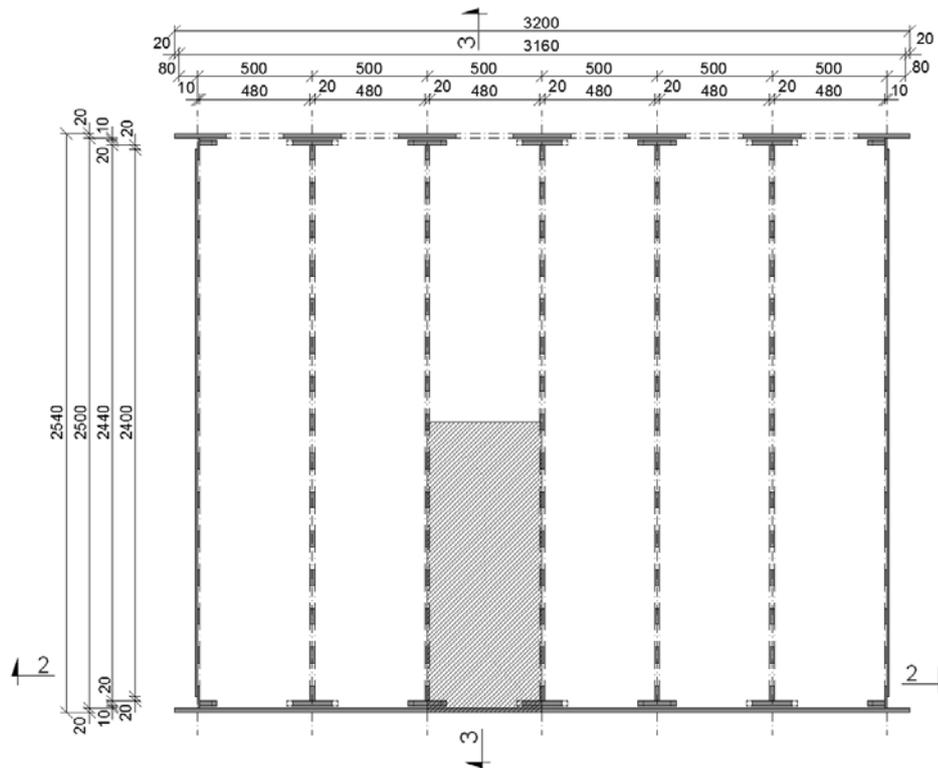


Abb. 5.1: Schnitt 1-1 des Berechnungsbereichs

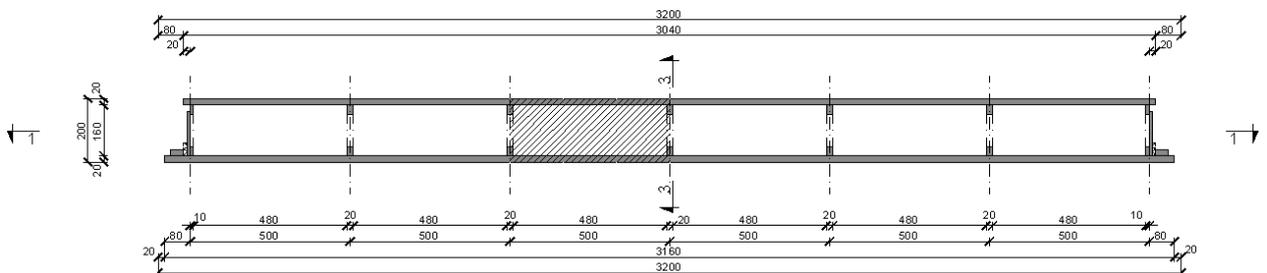
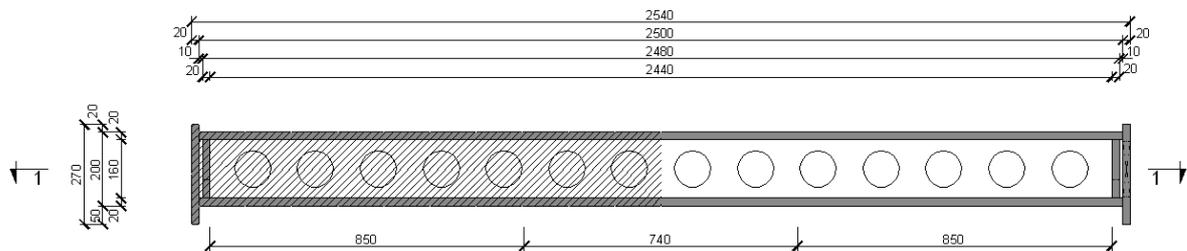


Abb. 5.2: Schnitt 2-2 des Berechnungsbereichs**Abb. 5.3: Schnitt 3-3 des Berechnungsbereichs**

Die Beschreibung der Erstellung orientiert sich an der Modulaufteilung im verwendeten Programm ABAQUS.

5.1 Modul – Part

Das Modell der Sandwichplatte besteht aus vier Hauptteilen. Es setzt sich aus einem Oberteil und einem Unterteil, welche sich lediglich durch eine Kopfplatte unterscheiden, einem Betonkern und einem Lasteinleitungstreifen zusammen. Um die Berechnung zu beschleunigen wird der Betonteil in einen Kernteil und Randteile unterteilt. Für die Randteile, im Weiteren Betondübel genannt, ist ein wesentlich feineres Finite-Elemente-Netz notwendig um das Verformungsverhalten der besonders beanspruchten Stellen genauer abbilden zu können. Eine Trennung dieser Bereiche bei der Modellerstellung, vereinfacht die Netzgenerierung. Die Teile können im Modul Interactions mit dem Befehl *Tie* wieder zusammengefügt werden.

Alle Hauptteile werden mit dem Befehl *Create Part* als *Deformable Solids* erstellt. Diesen verformbaren Volumskörper werden anschließend Materialeigenschaften (siehe 5.2 Modul – Property) zugewiesen. Für die Betondübel wird zuerst ein Quader erzeugt der anschließend im *Assembly* Modul mit der Dübelleistengeometrie zugeschnitten wird. Das garantiert die bestmögliche Passform der Betondübel. Der Bereich zwischen Kopfplatte des Unterteils und der Steifen wird hierbei freigehalten (Abb. 5.4). Eine Berücksichtigung des Betons in diesem Bereich ergäbe einen rechnerischen und eingabetechnischen Mehraufwand wohingegen die Auswirkungen auf die Rechenergebnisse nicht merkbar verbessert werden können.

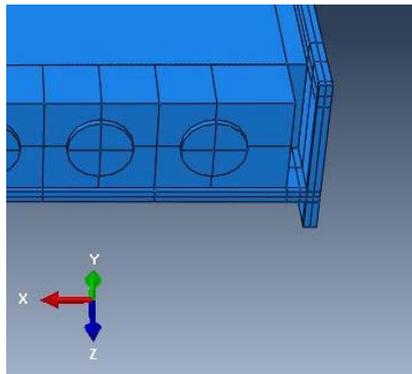


Abb. 5.4: Steifenaussparung

Das Auflager (Auflager-Rigid) und die Lasteinleitung (Belastungs-Rigid) werden mit *Analytical rigids* modelliert. Analytical rigids sind nicht verformbare zweidimensionale Elemente, die in der Berechnung nicht untersucht werden. Sie werden mit den eigentlichen Lagerungsflächen verbunden wodurch die Lagerungsbedingungen an einzelnen Punkten definiert werden können. Die Auflagerreaktionen können dadurch gebündelt in diesen Lagerungspunkten, den sogenannten Referencepoints, abgefragt werden.

5.2 Modul – Property

Im Modul Property werden die Materialparameter für Stahl und Beton festgelegt und den verformbaren Parts zugewiesen. Den Rigids müssen und können keine Parameter zugewiesen werden, da diese per Definition bereits unendlich steife und unendlich feste Körper sind.

5.2.1 Materialparameter Stahl

Mit der Berechnung der zuvor geprüften Sandwichplatten sollen jene Parameter bestimmt werden, welche das reale Verhalten der Bauteile möglichst genau widerspiegeln. Um das zu gewährleisten, ist es von enormer Wichtigkeit, dass das Materialverhalten der verwendeten Materialien möglichst genau nachgebildet wird. Für den verwendeten Stahl wird eine elastisch- plastische Arbeitslinie inklusive Verfestigungsbereich modelliert (Abb. 5.5). Die Prüfzeugnisse des Stahlproduzenten liefern dazu die benötigte Fließgrenze f_y , Zugfestigkeit R_m und die Bruchdehnung δ (siehe Kapitel 10.2 Prüfzeugnisse Stahl). Der E-Modul wird mit 210000 N/mm^2 , die Querdehnzahl mit 0,3 und die Dehnung des Fließplateaus mit 3% angenommen. Das Verhältnis der Gleichmaßdehnung zur Bruchdehnung

wird in Anlehnung an die Diagramme aus Stahlbau, Kapitel 2.6.5 Werkstoffprüfungen von Petersen [12] mit 0,75 festgelegt. Der Verfestigungsbereich wurde durch eine quadratische Parabel angenähert.

Punkt	σ [N/mm ²]	ε [-]	Bereich
	0.0	0.000	Elastisch
2	363.0	0.002	
3	363.0	0.032	Fließplateau
4	416.2	0.055	Verfestigung
5	459.7	0.079	
6	493.5	0.103	
7	517.7	0.127	
8	532.2	0.150	
9	537.0	0.174	

Tab. 5.1: Materialverhalten Stahl

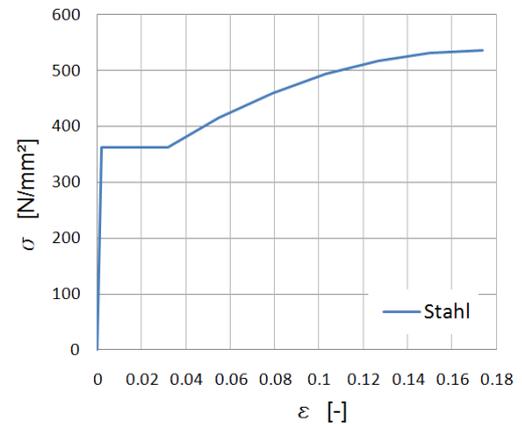


Abb. 5.5: Arbeitslinie Stahl

Die Eingabe in ABAQUS erfolgt in tabellarischer Form (Tab. 5.1) wodurch das Fließplateau und der Verfestigungsbereich berücksichtigt werden.

Die benötigte Dichte kann ebenfalls dem Prüfzeugnis entnommen werden.

5.2.2 Materialparameter Beton

	E-Modul [kN/mm ²]	Rohdichte [kg/m ³]	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]
Laborwerte	38,5	2290	68,0

Tab. 5.2: Beton Laborwerte

Die wichtigsten Materialparameter wurden anhand von Probewürfeln im Labor bestimmt (Kapitel 10.3). Diese umfassen den mittleren E-Modul, die Dichte und die Würfeldruckfestigkeit des verwendeten Betons. Da die mittlere Würfeldruckfestigkeit des bei Typ C verwendeten Betons jener des C50/60 Betons der ÖNORM [8] entspricht, kann die benötigte Zylinderdruckfestigkeit der ÖNORM (Tabelle 3.1 auf Seite 29, [8]) entnommen werden. Der Zusammenhang zwischen der Spannung σ_c und der Stauchung ε_c für eine kurzzeitig, einachsial wirkende Druckbeanspruchung im Bereich $0 < |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$ wird in der ÖNORM [8] wie folgt beschrieben:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad \text{Gl. (5.1)}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad \text{Gl. (5.2)}$$

$$k = \frac{1,1 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad \text{Gl. (5.3)}$$

Dabei ist

f_{cm} ...Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit

ε_{c1} ...Stauchung bei Höchstwert der Betondruckfestigkeit

ε_{cu1} ...Rechnerische Bruchdehnung

Die benötigten Vorwerte können laut ÖNORM [8] aus folgenden Beziehungen bestimmt werden:

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot (f_{cm})^{0,31} \leq 2,8 \quad \text{Gl. (5.5)}$$

$$\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \cdot \left(\frac{98 - f_{cm}}{100}\right)^4 \quad \text{Gl. (5.6)}$$

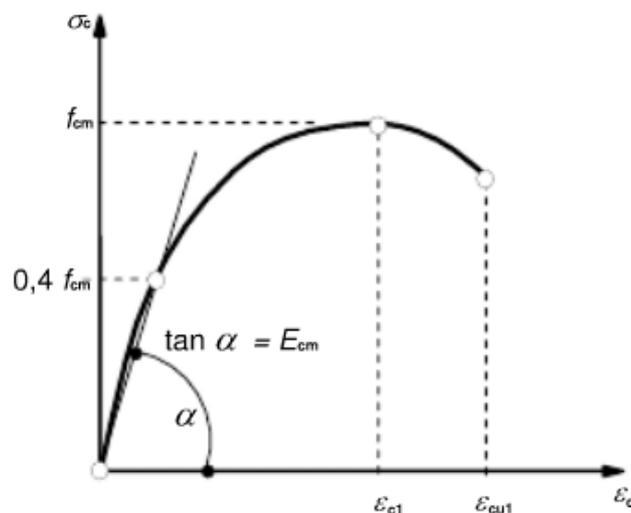


Abb. 5.6:Arbeitslinie Beton nach [8]

Die daraus resultierenden Betoneigenschaften sind in folgender Tabelle (Tab. 5.3) zusammengestellt.

$f_{ck,cv1}$ [kN/cm ²]	$f_{ck,cube}$ [kN/cm ²]	f_{cm} [kN/cm ²]	ε_{c1} [-]	ε_{cu1} [-]
5.00	6.00	5.80	0.00246	0.0035

Tab. 5.3: Materialverhalten Beton - Druck

Das Materialmodell *Concrete Damage Plasticity* ermöglicht die Modellierung von Beton und anderen spröden Materialien. Auf Grund von vorausgehenden Untersuchungen, die mit diesem Materialmodell zu guten Ergebnissen gekommen sind ([3], [4], [7]), wird dieses Modell auch hier angewandt. Dabei wird von sprödem Druckversagen und Zugversagen, als Hauptversagensmechanismen, ausgegangen. Unter großem Druck wird die spröde Rissbildung verhindert und das Versagen kennzeichnet sich durch ein Verdichten und Kollabieren der porösen Mikrostruktur des Betons. Große hydrostatische Druckbeanspruchungen sind durch dieses Model nicht abbildbar und sollen daher maximal den vier- bis fünffachen Wert der einachsigen aufnehmbaren Druckspannung erreichen.[9]

Im Modell *Concrete Damage Plasticity* wird dem Beton ein nichtlineares Verhalten mit dehnungsabhängiger Steifigkeit zugewiesen welches sich im Zug- und Druckverhalten unterscheidet

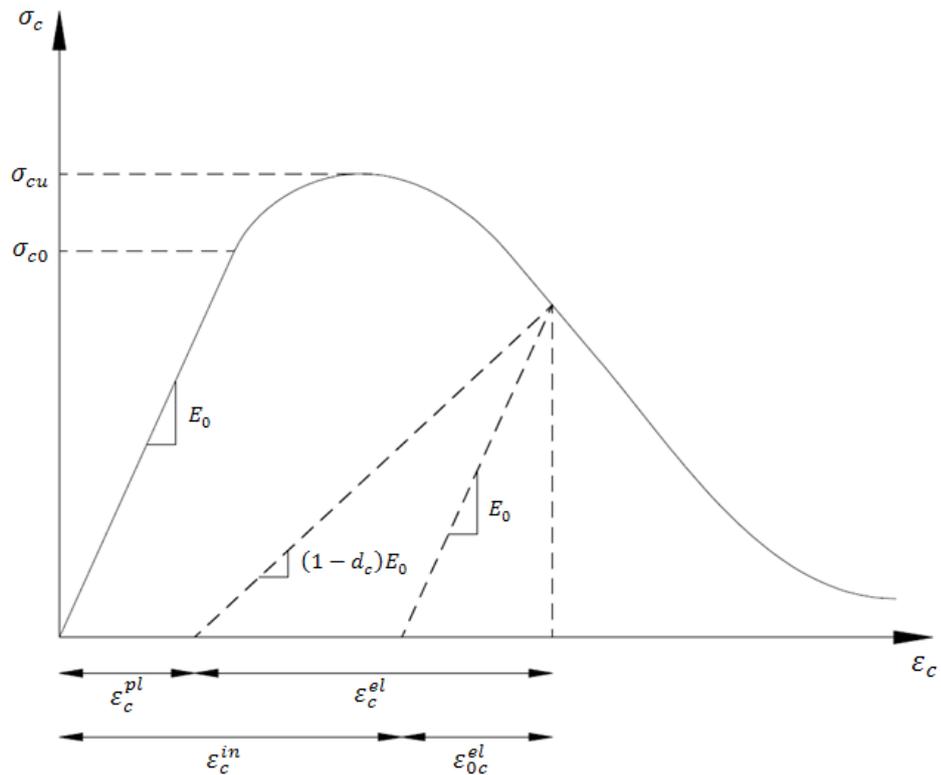


Abb. 5.7: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxialen Druck nach [9]

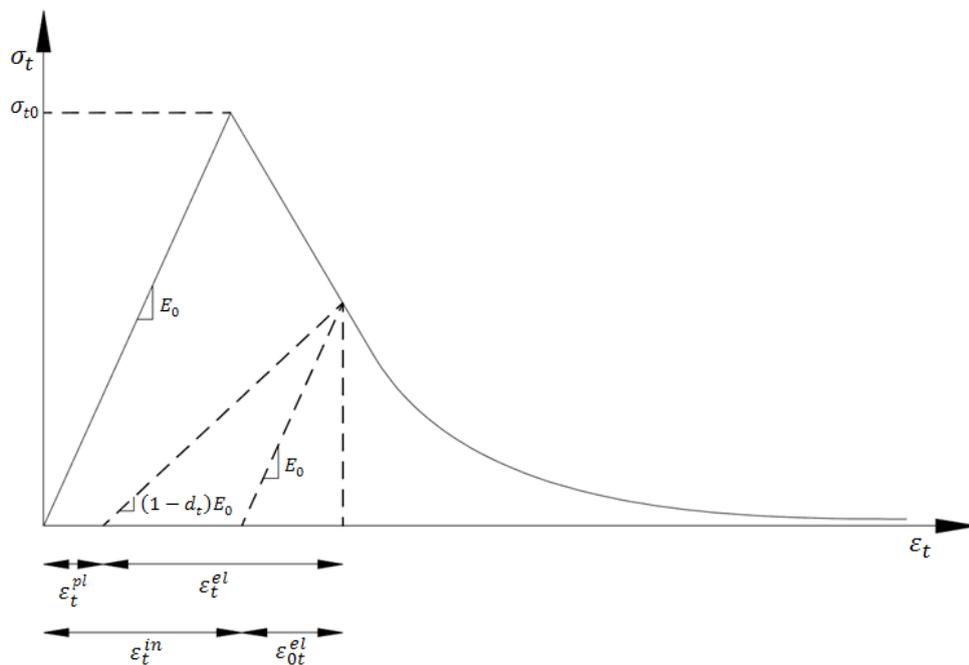


Abb. 5.8: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxialen Zug nach [9]

Die Arbeitslinie entspricht hier generell jener der ÖNORM ([8]), jedoch das Verhältnis der elastischen zur bleibenden Verformung verändert sich durch die Beeinflussung der Steifigkeit. Bei wechselnder Druck- Zugbeanspruchung wirkt

sich diese Eigenschaft besonders stark aus. Dies ist hier nicht der Fall, jedoch kommt es durch Rissbildung und Element Deletion zu Schwankungen in der Beanspruchung der Elemente und zu Spannungsumlagerungen. Daher ist es von großer Wichtigkeit hier auf seine Berücksichtigung nicht zu verzichten.

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Diagramme (Abb. 5.7, Abb. 5.8) beruhen auf folgenden Formeln aus [9]:

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \text{ mit } 0 \leq d_c \leq 1 \text{ und } d_c = 0 \text{ für } \sigma_c \leq \sigma_{c0} \quad \text{Gl. (5.7)}$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \text{ mit } 0 \leq d_t \leq 1 \text{ und } d_t = 0 \text{ für } \sigma_t \leq \sigma_{t0} \quad \text{Gl. (5.8)}$$

Der E-Modul des unbeschädigten Materials E_0 wird nach dem Durchlaufen der linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung durch die Definition des Damage Parameters, d_c für Druck und d_t für Zug, kontinuierlich abgemindert.

Die äquivalente Stauchung ε_c^{pl} und Dehnung ε_t^{pl} werden von ABAQUS laut [9] mit den Beziehungen Gl. (5.9) und Gl. (5.10) berechnet.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{1 - d_c} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0} \quad \text{Gl. (5.9)}$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{1 - d_t} \cdot \frac{\sigma_t}{E_0} \quad \text{Gl. (5.10)}$$

Die unelastische Stauchung ε_c^{in} und die Rissdehnung ε_t^{ck} wird dem Programm in Abhängigkeit der Spannung in Tabellenform vorgegeben. Sie wird laut [9] mit der Beziehung Gl. (5.11) bzw. Gl. (5.12) berechnet

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad \text{Gl. (5.11)}$$

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad \text{Gl. (5.12)}$$

Die Damage Parameter d_c und d_t werden in Abhängigkeit von der unelastischen Stauchung bzw. der Rissdehnung vorgegeben. Die bestmögliche Wahl dieser Beiwerte wurde bereits in mehreren Arbeiten ([3], [4], [7]) behandelt. Ihr Einfluss wird daher hier nicht genauer untersucht, sondern es wird auf die Erkenntnisse dieser Arbeiten zurückgegriffen.

Für die Ermittlung der Beziehung zwischen Zugspannung σ_t und der Rissverformung ε_t^{ck} wird dabei auf die Werte aus [3] zurückgegriffen und

entsprechend der Zugfestigkeit angepasst. Als maximal aufnehmbare Zugkraft wird jedoch wie in [8] empfohlen mit Gl. (5.13) berechnet.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Gl. (5.13)}$$

$$\sigma_{t,i,Tab.5.5} = \sigma_{t,i,Tab.5.4} \cdot \frac{f_{ctm,Tab.5.5}}{f_{ct,Tab.5.4}} \quad \text{Gl. (5.14)}$$

C25/30		
σ_t	ε_t^{ck}	d_t
[kN/cm ²]	[cm]	[1]
0.3300	0.00	0.00
0.2210	0.0033	0.3810
0.1480	0.0060	0.6170
0.0990	0.0085	0.7630
0.0667	0.0110	0.8530
0.0446	0.0130	0.9100
0.0299	0.0155	0.9440
0.0200	0.0175	0.9650
0.0134	0.0195	0.9790
0.0090	0.0220	0.9870
0.0060	0.0240	0.9920

Tab. 5.4: Eingabeparameter – Tension Behaviour [3]

Druckverhalten			Zugverhalten		
σ_c	ε_c^{in}	d_c	σ_t	ε_t^{ck}	d_t
[kN/cm ²]	[1]	[1]	[kN/cm ²]	[cm]	[1]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.32	0.000000	0.00	0.40716	0.00	0.000000
3.50	0.000066	0.02	0.27268	0.0033	0.38100
4.46	0.000189	0.04	0.18261	0.0060	0.61700
5.18	0.000373	0.09	0.12215	0.0085	0.76300
5.64	0.000627	0.15	0.08230	0.0110	0.85300
5.80	0.000958	0.22	0.05503	0.0130	0.91000
5.65	0.001342	0.31	0.03689	0.0155	0.94400
5.19	0.001807	0.42	0.02468	0.0175	0.96500
4.37	0.002365	0.55	0.01653	0.0195	0.97900
			0.01110	0.0220	0.98700
			0.00740	0.0240	0.99200

Tab. 5.5: Druckverhalten – Zugverhalten(CDP2)

Tabelle Tab. 5.4 zeigt die aus [3] übernommenen Werte die mit Gl. (5.14), der Betongüte entsprechend, angepasst werden.

Die aus [3] übernommene Tabelle basiert auf der Publikation [10] welche durch die Halbierung der Werte aus dem im ABAQUS Dokumentation [9] angeführten Beispiel 2.1.15 auf Resultate mit besserer Übereinstimmung der Simulation mit der Laboruntersuchung kommt. Diese Vorgehensweise wurde mit der eventuellen überschätzten Wirkung möglicher Tension Stiffening- Effekte begründet. Es ist nicht vorhersehbar ob und wie der unbewehrte Beton mit den umliegenden Stahlbauteilen interagiert und in wieweit der Beton im gerissenen Zustand den Stahl im Zugbereich beeinflusst. Es werden hier daher beide Varianten untersucht.

Das *Concrete Damage Plasticity* Model verwendet als Fließpotential die hyperbolische Funktion von Drucker-Prager (Abb. 5.9), welche, laut [9], am besten für spröde Materialien geeignet ist.

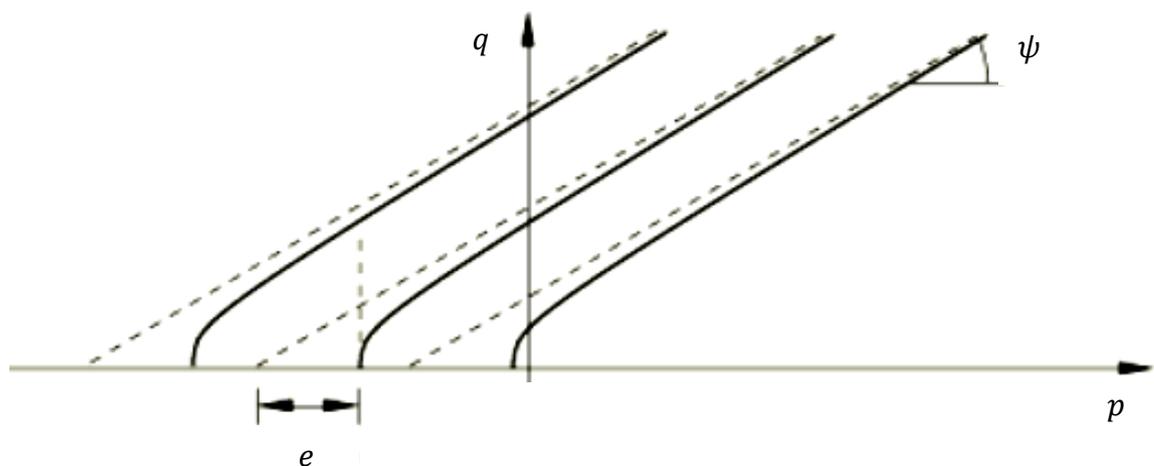


Abb. 5.9: Fließpotential [9]

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} \quad = \text{deviatorischer Spannungsanteil ([14])} \quad \text{Gl. (5.15)}$$

$$p = -\sigma^m = \frac{1}{3} I_1^\sigma \quad = \text{hydrostatischer Spannungsanteil ([14])} \quad \text{Gl. (5.16)}$$

ψ Dilation Angle

e Eccentricity

Dieses Modell berücksichtigt die Zunahme des maximalen deviatorischen Spannungsanteils in Abhängigkeit der hydrostatischen Belastung

Da bei der Laboruntersuchung keine dreiaxialen Druckuntersuchungen gemacht worden sind, werden für die plastischen Eingabeparameter die Voreinstellung von ABAQUS herangezogen.

Dilation Angle	Eccentricity	fb0/fc0	K	Viscosity Parameter
30	0.1	1.16	0.6666	0

Tab. 5.6: plastische Eingabeparameter

- Dilation Angle (ψ): Er beschreibt den Winkel der Asymptote an die hyperbolische Fließfunktion.
- Eccentricity (e): Mit der Exzentrizität wird die Rate mit der sich die hyperbolische Funktion der Asymptote annähert beschrieben.
- fb0/fc0: Das Verhältnis der zweiachsialen zur einachsialen Druckfestigkeit.
- K: Das Verhältnis der zweiten Spannungsinvarianten auf der Zugachse (T.M.) zu der auf der Druckachse (C.M.) (Abb. 5.10).

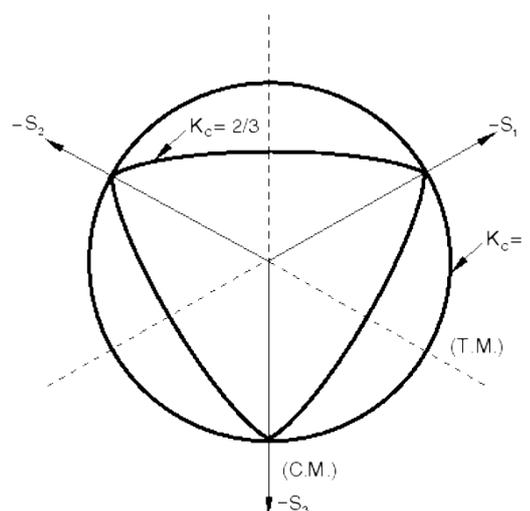


Abb. 5.10: Schnitt der Versagensfläche mit einer deviatorischen Ebene [9]

Lediglich die Auswirkung des *Dilation Angle* wird im Kapitel 6.2 mittels einer Parameterstudie genauer untersucht.

5.3 Modul – Assembly

Die zuvor im Modul Parts erstellten Einzelteile werden hier nun zu einem Gesamtmodell zusammengefügt (Abb. 5.11). Lediglich die Betondübel werden in diesem Modul zugeschnitten. Dazu wird der zuvor im Modul Parts erzeugte Betonquader über das Unterteil gelegt, sodass sie sich im Bereich der Dübel überlappen. Mit dem Befehl *Merge/Cut Instances* kann mit der Option *Cut geometry* der überlappende Bereich aus dem Betonquader geschnitten werden. Die zur Erzeugung verwendeten Parts werden dabei wahlweise gelöscht oder deaktiviert und ein neuer Part erstellt. Dieser Vorgang muss nur einmal durchgeführt werden, da die Form der beiden Betondübel ident ist und Parts auch mehrmals im Assembly-Modul verwendet werden können. Eine genauere Beschreibung dieses Arbeitsschrittes befindet sich in [3].

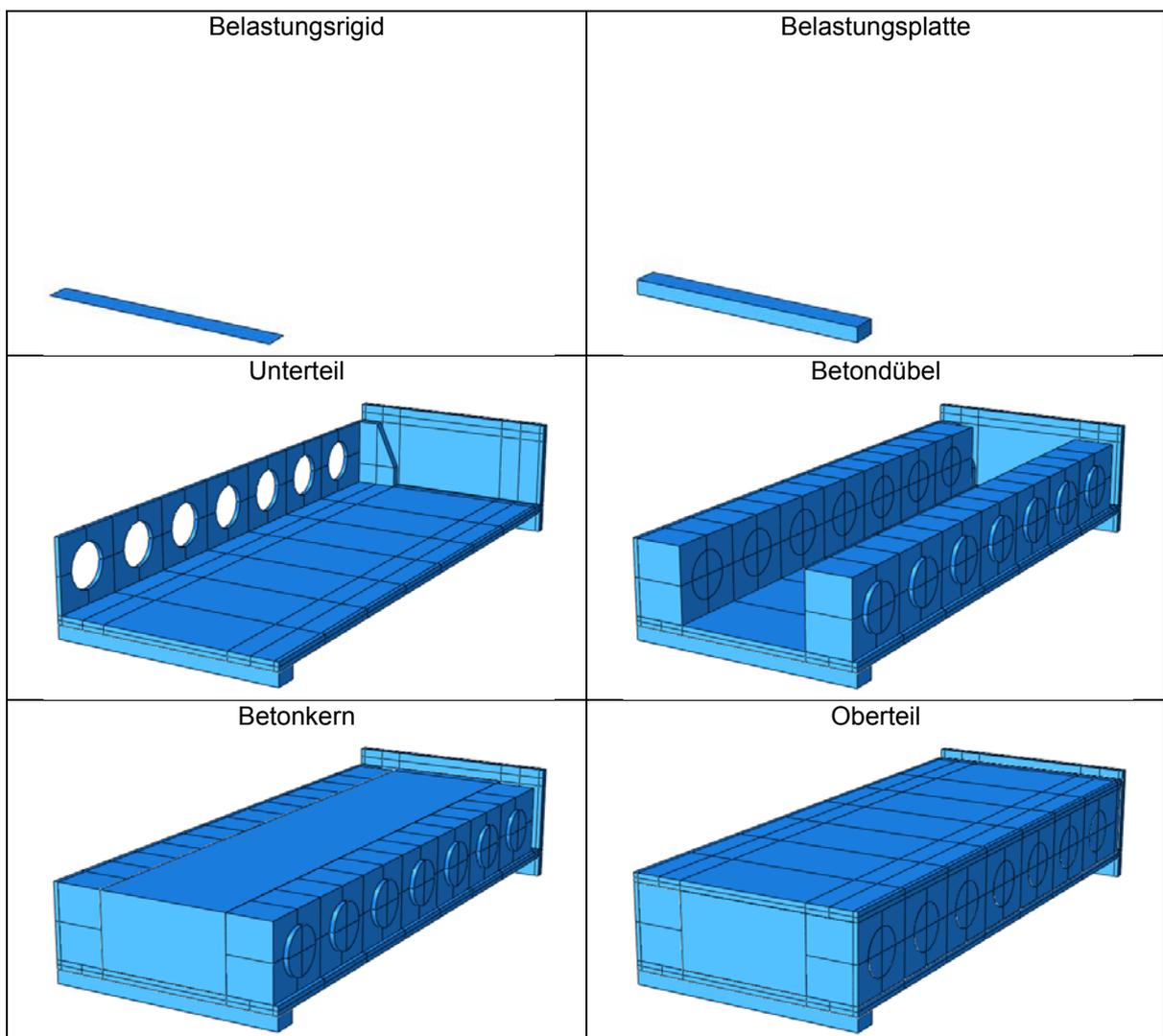


Abb. 5.11: Assembly

5.4 Modul – Step

5.4.1 Steps

Wie die Untersuchungen von [3] und [7] gezeigt haben, ist es zielführend als Berechnungsmethode *Dynamic, Explicit* zu wählen. Diese Methode hat sich als die sicherste Berechnungsmethode im Hinblick auf die Verwendbarkeit der berechneten Daten herauskristallisiert und ist die einzige Methode mit der der Nachbruchbereich abgebildet werden kann. Jedoch findet bei der Berechnung keine Überprüfung der Gleichgewichtsbedingungen statt, weshalb eine genaue Kontrolle der Ergebnisse notwendig ist. Dazu wird der Energiequotient der inneren Energie (ALLIE) und der kinetischen Energie (ALLKE) gebildet. Dieser soll sich in Folge der Belastung nicht sprunghaft ändern. Generell soll bei quasistatischen Berechnungen die kinetische Energie im Verhältnis zur inneren Energie sehr gering sein. Gl. (5.17) stellt den in [9] empfohlenen Grenzwert dar.

$$\frac{ALLIE}{ALLKE} < 0,1 \quad \text{Gl. (5.17)}$$

Die Berechnung durchläuft zwei Schritte (*Steps*). Im ersten Schritt (Initial Step) wird das Modell erstellt und alle Kontaktbeziehungen und Lagerungsbedingungen definiert. Im zweiten Schritt (Load Step) wird die Belastung durch eine Verschiebung des Belastungs-Rigids erzeugt (siehe Kapitel 5.6 Modul- Load). Durch die verschiebungsinduzierte Belastung kann auch das Nachbruchverhalten abgebildet werden. Eine kraftgesteuerte Simulation würde nach Erreichen der maximalen Belastung die Berechnung abbrechen. Mit der Eingabe der *Time Period* wird festgelegt in welcher Zeit die Belastung erfolgt. Im ersten Schritt wird diese auf 100 gesetzt. Bei der folgenden Studie wird die Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität, welche durch große Verschiebungen entsteht, im *Step-Manager* aktiviert.

5.4.2 Amplitudes

Über die Amplitudes kann gesteuert werden wie die Belastung zeitlich aufgebracht wird. Hier kann die Belastungsintensität in tabellarischer Form in Abhängigkeit der Zeit angegeben werden. In dieser Studie wurde ein linearer Belastungspfad

gewählt, der durch die Festlegung von zwei Punkten definiert wird. Wie in Tab. 5.7 zu sehen ist, beträgt die Belastung zum Zeitpunkt $t=0$ gleich 0 und zum Zeitpunkt $t=100$ gleich 1 ($\cong 100\%$).

Time/Frequen z	Amplitude
0	0
100	1

Tab. 5.7: Amplitude

5.4.3 Output

Über die Outputeinstellungen wird definiert welche Daten bei der Berechnung abgespeichert werden. Dabei wird zwischen zwei Outputvarianten unterschieden.

- In den *Field output* Einstellungen wird festgelegt welche Daten für das gesamte Model oder bestimmte Modellteile abgespeichert werden sollen. Diese Daten ermöglichen eine bildhafte Darstellung der Berechnungsergebnisse.
- Sind bestimmte Punkte/Bereiche von besonderer Bedeutsamkeit, können für diese genauere Aufzeichnungen angefordert werden. Sie werden im *History Output-Manager* definiert. Die Aufzeichnungen erfolgt in tabellarischer Form, wobei Einzelergebnisse über die Belastungsdauer abgespeichert werden.

Für die Vergleichbarkeit mit den Messergebnissen der Laboruntersuchung sind jene Punkte von Interesse, von denen Daten der Belastungsprüfung vorhanden sind. Diese sind die Auflagerreaktion und die Belastungsdaten, welche an den Referencepoints der entsprechenden Rigids (Abb. 5 12 und Abb. 5 13) erfasst werden, die Spannungs- und Dehnungsdaten einzelner Elemente an jenen Stellen, die auch bei dem Versuchskörper mit Dehnmessstreifen beobachtet wurden (Abb. 5 15 und Abb. 5 16) und Verschiebungsmessungen an den Stellen der Wegaufnehmer des Versuchsaufbaus (Abb. 5 14). Die zu beobachtenden Punkte bzw. Elemente werden dazu als *Set* definiert und können so im History-output-Manager ausgewählt und zur Datenspeicherung definiert werden.

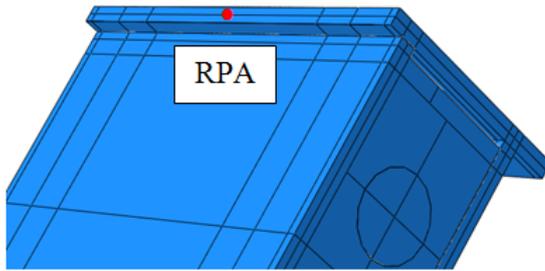


Abb. 5 12: Set RP-Auflager

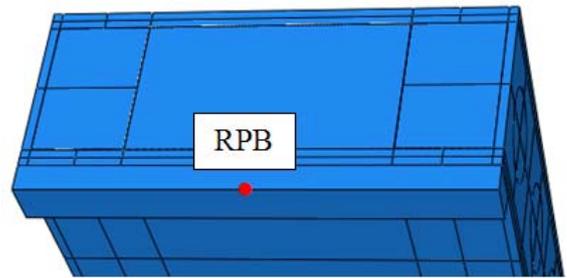


Abb. 5 13: Set RP-Belastung

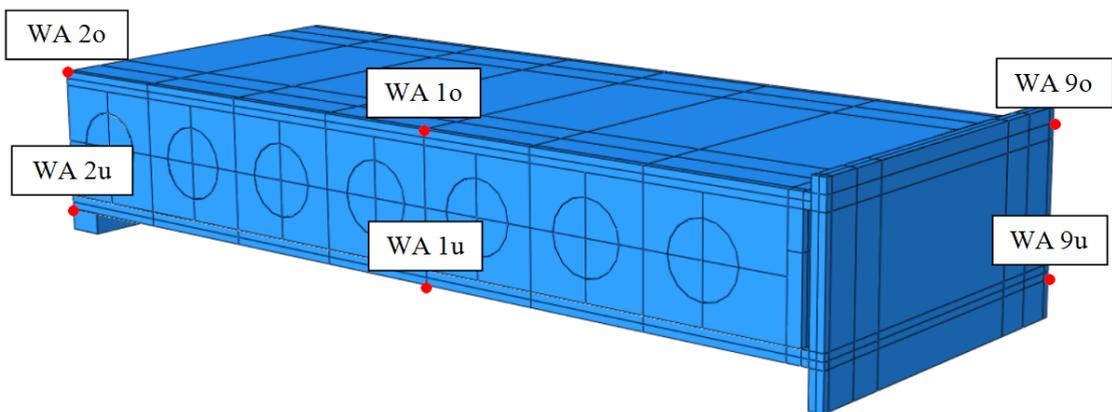


Abb. 5 14: Sets WA

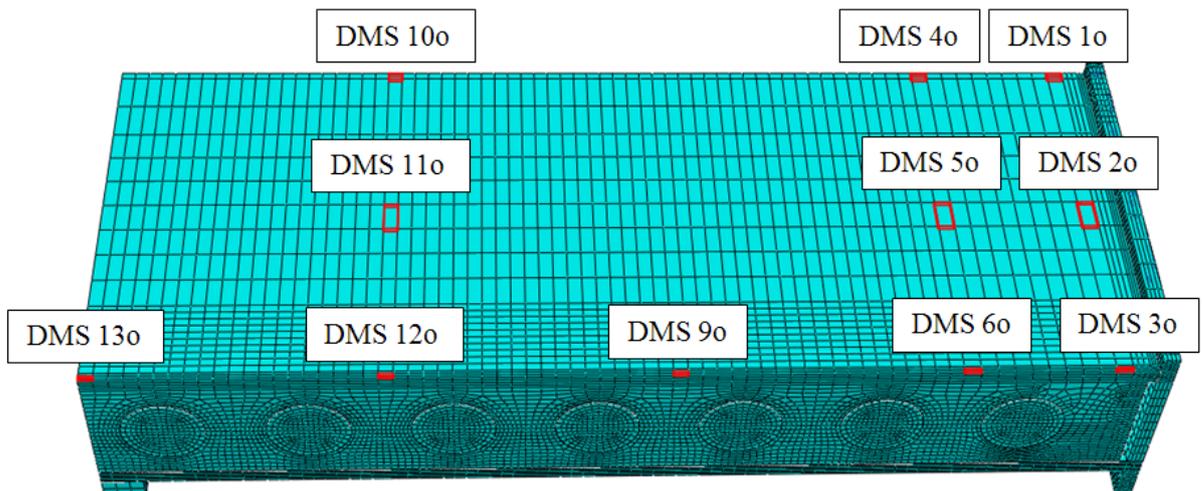


Abb. 5 15: Sets der DMS - Oberseite

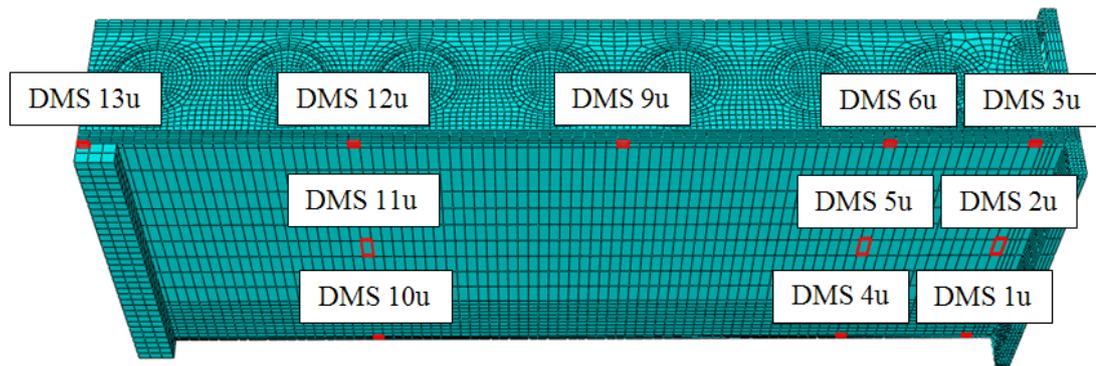


Abb. 5 16: Sets der DMS - Unterseite

Die Menge der zu erfassenden Daten wird hierbei über die Eingabefelder *Frequenzy* und *Interval* gesteuert. Mit der Einstellung: *Evenly spaced time intervals* und 100 *Intervals* speichert ABAQUS bei der Belastungszeit von 100 Sekunden, jede Sekunde die angeforderten Werte ab.

Set	Speicherwerte
WA 1o, WA 1u, WA 2o, WA 2u	Vertikalverschiebung (U3)
WA 9o, WA 9u	Horizontalverschiebung (U1)
DMS 1-13o, DMS 1-13u	Hauptspannungen (E11 u E22)
RP- Auflager	Vertikale Auflagerkraft (RF3)
RP- Belastung	Vertikale Auflagerkraft (RF3) Vertikalverschiebung (U3)

Tab. 5.8: History output Einstellungen

5.5 Modul- Interaction

ABAQUS benötigt zur Berechnung definierte Interaktionsbedingungen aller Kontaktflächen der im *Assembly*-Modul zusammengestellten *Parts*.

5.5.1 Constraints

Mit dem Kontaktbedingung *Constraint* und der Auswahloption *Tie* können, wie bereits erwähnt, Flächen aneinander gekoppelt werden. Dies kommt bei der Verbindung der aus praktischen Gründen separat erstellten Betonteile des Kernelements zur Anwendung (Abb. 5 17).

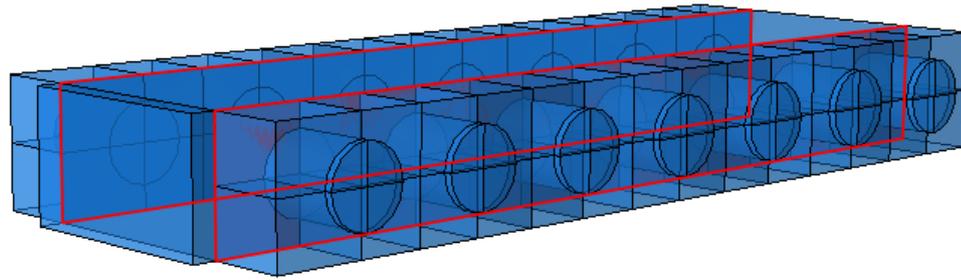


Abb. 5 17: Tie Betonkern-Betondübel

Zum Anderen wird die Fläche, die bei der Verbindung des Ober- und Unterteils durch eine Schweißnaht verbunden wird, mit diesem Befehl gekoppelt (Abb. 5 18).

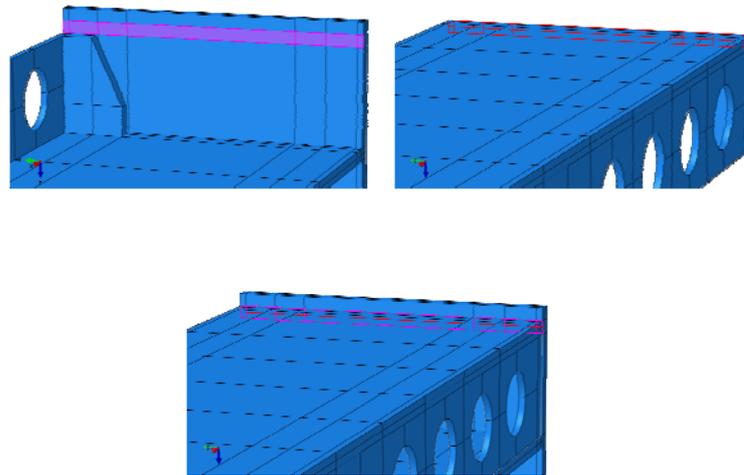


Abb. 5 18: Schweißverbindung

Die *Analytical rigids* werden ebenfalls durch den Befehl *Tie* mit dem Modell verbunden (Abb. 5.19, Abb. 5.20).

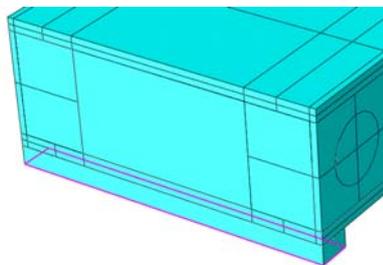


Abb. 5.19: Belastungs-rigid

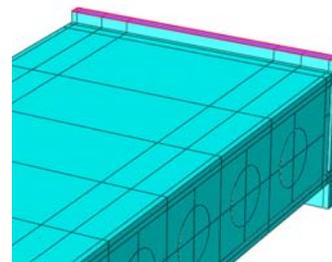


Abb. 5.20: Auflager-rigid

5.5.2 Interaction

Es werden zwei weitere Kontaktbeziehungen in den *Interaction Properties* definiert welche sich auf die Erkenntnisse aus [3] stützen. Diese beschreiben das Reibungsverhalten von Beton auf Stahl und von Stahl auf Stahl.

Den in die Schubdübelleiste eingreifenden Bereichen der Betondübel (Abb. 5.21) wird Reibung zugewiesen, welche im Zuge der Parameterstudie variiert wird.

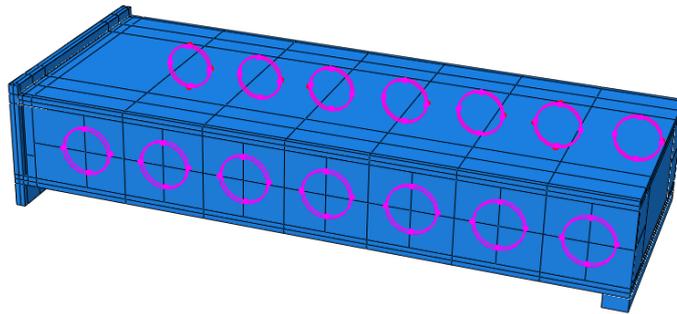


Abb. 5.21: Bereich Reibung

Bei den Kontaktflächen des Betonkerns (Abb. 5.22) und der Betondübel (Abb. 5.23) mit dem Ober- und Unterteil, des Ober- mit dem Unterteil (Abb. 5.24) und der Belastungsplatte mit dem Unterteil (Abb. 5.25) wird die Reibung vernachlässigt.

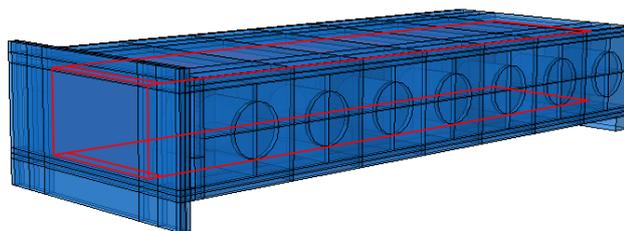


Abb. 5.22: reibungsfreier Kontakt Betonkern

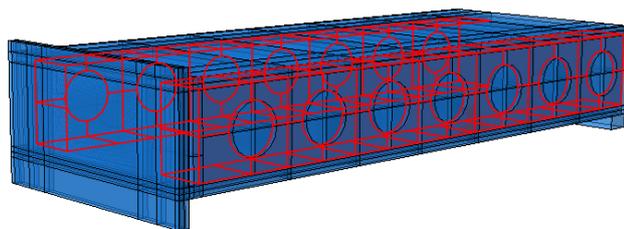


Abb. 5.23: reibungsfreier Kontakt Betondübel

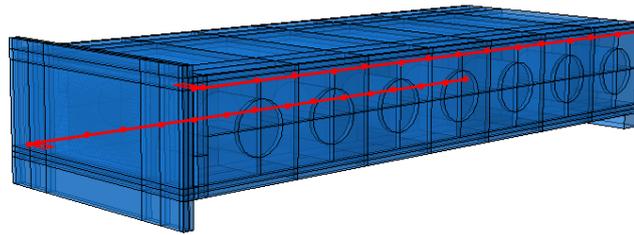


Abb. 5.24: reibungsfreier Kontakt Ober-Unterteil

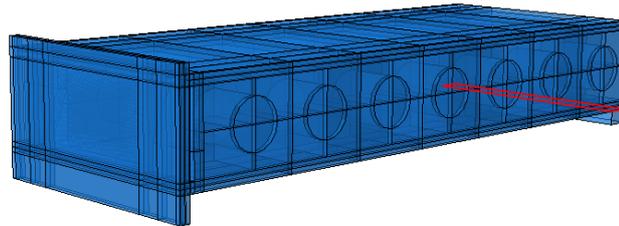


Abb. 5.25: reibungsfreier Kontakt Belastungsplatte

5.6 Modul- Load

Das erstellte Modell ist ein Ausschnitt aus einem großen Plattenelement. Dies muss durch die Wahl der Randbedingungen möglichst wirkungsgerecht abgebildet werden. Die Verschiebung der Randebenen normal zur y -Achse (Abb. 5.26) wird in y -Richtung gehalten, alle Punkte der Symmetrieebene normal zur x -Achse (Abb. 5.27) in x -Richtung.

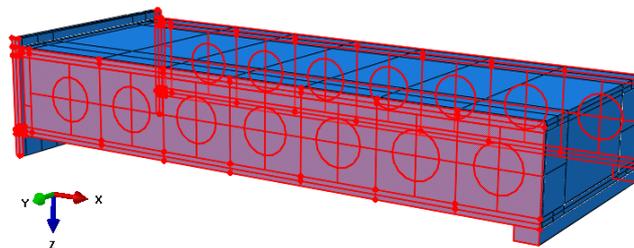


Abb. 5.26: Symmetrieebenen normal zur y -Achse

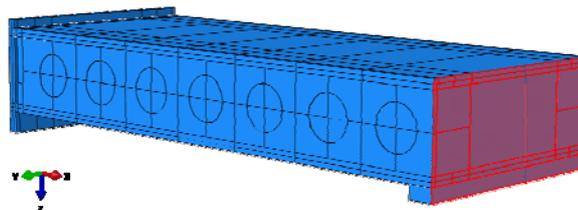


Abb. 5.27: Symmetrieebene normal zur x -Achse

Durch die Sperrung der Verschiebungen der Symmetrieebenen in x- und y-Richtung ist für das Auflager und die Belastungsebene nur noch eine Lagerungsbeschreibung in z-Richtung notwendig.

Wie bereits in Kapitel 5.1 beschrieben, wurden das Auflager und die Belastungsebene mit analytical Rigids gekoppelt deren Lagerungen an Referenzpunkten definiert werden. Die Verschiebung in z-Richtung des Referenzpunktes des Auflager-Rigids (Abb. 5.28) und des Belastungs-Rigids werden im Initial Step gesperrt. Dem Belastungs-Rigid wird anschließend im Belastungsschritt eine Verschiebung von 100mm in z-Richtung eingeprägt. Es drückt damit über die Lasteinleitungsstreifen (rot in Abb. 5.29 markiert) auf das Bauteil. Bei einer Belastungszeit von 100 Sekunden entspricht das einer Belastungsgeschwindigkeit von 1mm/s. Alle anderen Lagerungsbedingungen bleiben im Belastungs-Step unverändert.

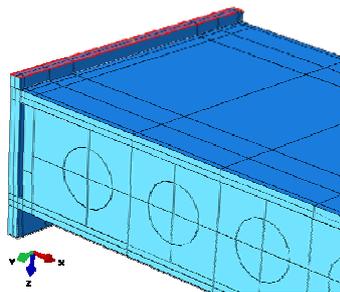


Abb. 5.28: Auflager

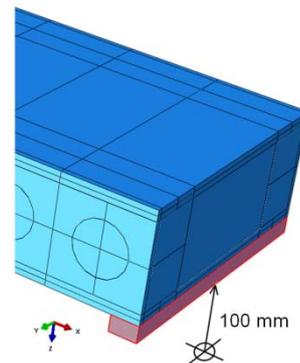


Abb. 5.29: Belastung

	Anfang	Belastungsende
Sym.-Ebene normal zur y-Achse	$u_y = 0$	$u_y = 0$
Sym.-Ebene normal zur x-Achse	$u_x = 0$	$u_x = 0$
RP-Auflager	$u_z = 0$	$u_z = 0$
RP-Belastung	$u_z = 0$	$u_z = 100$

Tab. 5.9: Lagerung

In der vorausgehenden Tabelle (Tab. 5.1) sind nochmals alle Lagerungen zusammengestellt.

5.7 Modul- Mesh

Über die *Element Type*- Einstellungen wird festgelegt welche Elemente bei der automatischen Netzgenerierung erzeugt werden sollen. Ein sofortiges Anwenden der automatischen Netzgenerierung ist bei komplexen Strukturen nur bei freier Netzeinteilung möglich, was zur Erzeugung von Tetraedern führen würde. Für die Untersuchung werden aber aus Gründen, die bereits in [3] ausführlich erläutert wurden, möglichst gleichmäßige und rechtwinkelige Hexaeder angestrebt. Für die Berechnungen werden C3D8R Elemente gewählt (Abb. 5.30). Diese Bezeichnung beschreibt drei-dimensionale(3D), 8-Knoten(8) Kontinuumselemente(C) mit reduzierter Integration(R).

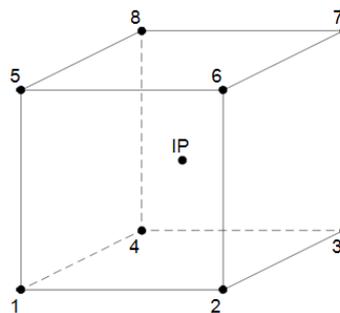


Abb. 5.30: C3D8R Element

Bei diesen Elementen wird mit linearen Ansätzen gearbeitet wodurch sich Biegeverformungen nur als Trapez abbilden lassen.

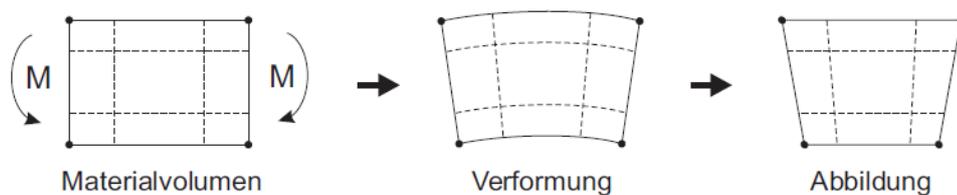


Abb. 5.31: lineare Ansätze [11]

Durch die reduzierte Integration haben die Elemente nur einen Integrationspunkt (IP) was zu einem relativ geringen Rechenaufwand führt (Abb. 5.30). Jedoch tendieren diese Elemente dazu Strukturen zu flexibel abzubilden. Außerdem ist es auch möglich, dass sie sich so verformen, dass die in den Integrationspunkten berechneten Spannungen gleich Null sind, was im Weiteren zu unkontrollierten Verformungen des Netzes führt. Um diesen Effekt, das sogenannten

„hourglassing“, zu minimieren ist, neben der hourglass control des Programms, eine feine Netzgenerierung besonders wichtig [9]. Bei biegebeanspruchten Blechen wird besonders darauf geachtet, dass diese auch in Richtung der Blechstärke in mehrere Elemente unterteilt werden.

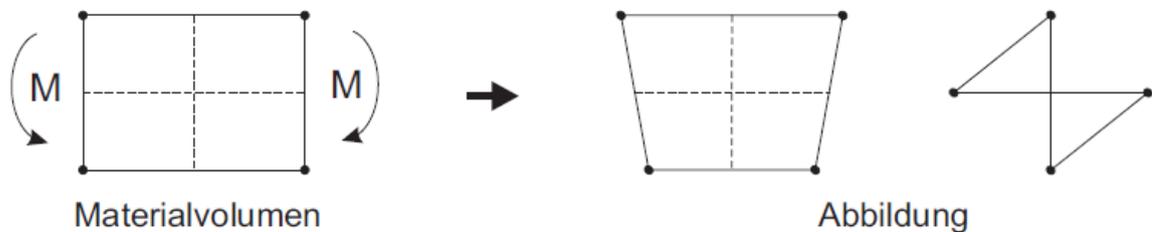


Abb. 5.32: hourglassing [11]

Damit alle Bereiche in C3D8R Elemente unterteilt werden können, ist es notwendig die Bauteile mit dem Befehl *Partition Cell* in einfache geometrische Bereiche zu trennen.

Bei der Netzgenerierung kommen zwei Techniken zum Einsatz. Bei Körpern mit einer sehr regelmäßigen Geometrie (bei der Netzgenerierung grün eingefärbt) kann die Netzeinteilung *structured* erfolgen. Dabei versucht ABAQUS ein möglichst gleichmäßiges Netz zu erstellen. Komplexere Geometrien (gelb eingefärbt) werden mittels *sweep* eingeteilt. Dabei wird an einer zu definierenden Oberfläche ein zweidimensionales Netz generiert und normal zu dieser Ebene über die Dicke des Körpers extrudiert.

5.7.1 Netzgenerierung Betondübel

Der Betondübel wird sechs Schritten partitioniert. Die Schritte 1 auf 2 und 4 auf 5 benötigen eine kurze Erläuterung. Die übrigen Schritte sind in Abb. 5.33 gut nachvollziehbar.

- 1 auf 2: Die runden Umrisse des Dübels werden durch den restlichen Betonteil durchgestanzt.
- 4 auf 5: Die aus dem Quader herausragenden Dübelbereiche werden abgetrennt.

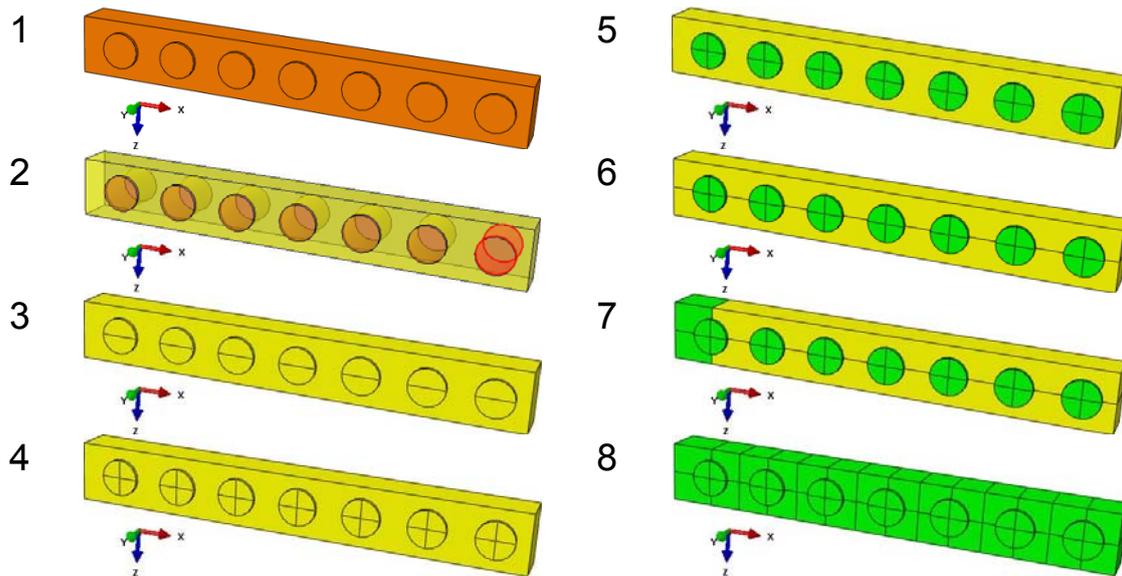


Abb. 5.33: Partition Betondübel

Es folgt die Unterteilung der Kanten des Bauteils mit dem Befehl *Seed- Edge by Number*. So wird vorgegeben wie viele Elementknoten an die Kanten generiert werden sollen und wie sie verteilt sind. Die Netzgenerierung erfolgt mit der Operation *Mesh Instance* automatisch.

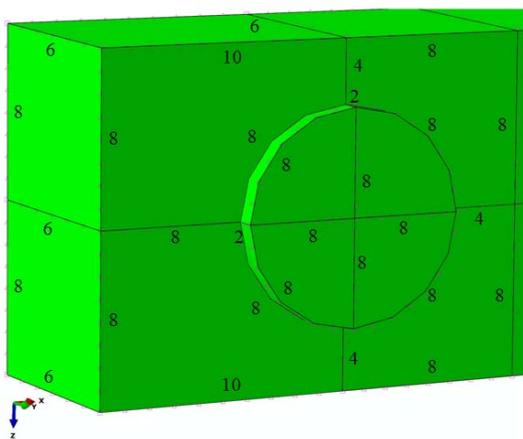


Abb. 5.34: Edge Seeds Betondübel

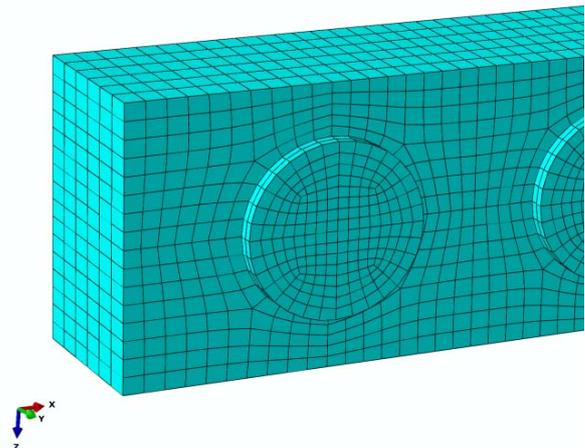


Abb. 5.35: FE – Netz Betondübel

5.7.2 Netzgenerierung Unterteil

Der Unterteil benötigt, aufgrund seiner komplexen Form, eine großangelegte Partitionierung. Abb. 5.36 liefert einen Überblick über die hier gewählte Teilung. Die grünen Bereiche sind soweit Unterteilt, dass eine strukturierte Netzgenerierung ermöglicht ist. Dies ist nicht bei allen Teilelementen möglich,

daher kann an den gelben Bereichen die Netzgenerierung nur mit der Operation Sweep durchgeführt werden.

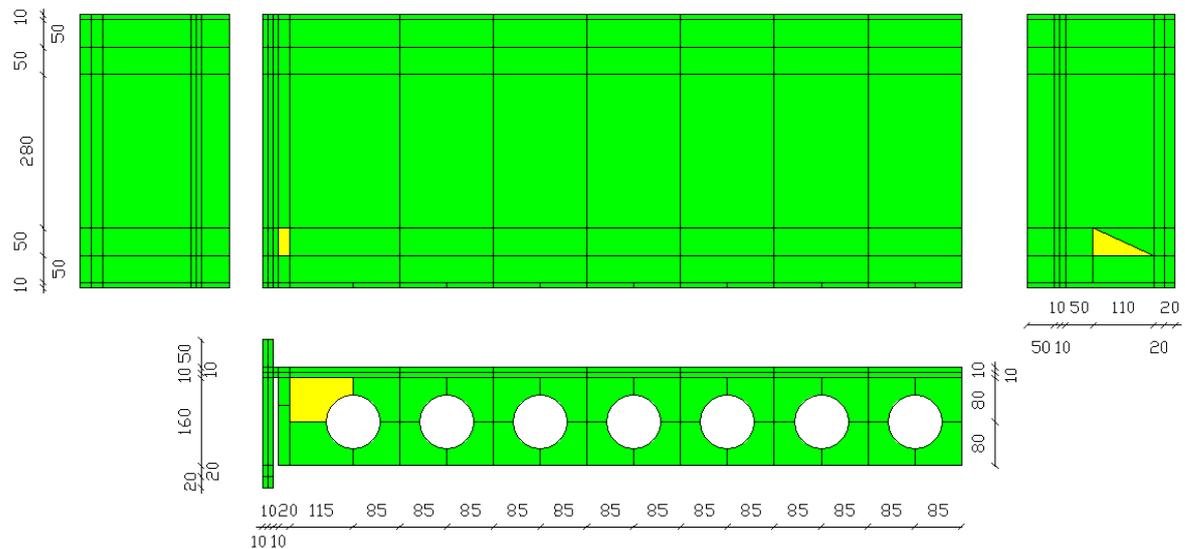


Abb. 5.36: Partitionierung Unterteil

Die Festlegung der Punkte für die Netzgenerierung erfolgt über den Befehl *Seed Part* mit einer angestrebten Elementkantenlänge von 40mm. Nur die Unterteilung der Bereiche der Schubdübelleiste, der Steife und die Blechstärke werden manuell festgelegt. Hier ist eine Verfeinerung des Netzes erforderlich, um eine genauere Berechnung zu ermöglichen. Abbildung Abb. 5.37 und Abb. 5.38 zeigen diese gewählte Netzverfeinerung in den erwähnten Bereichen.

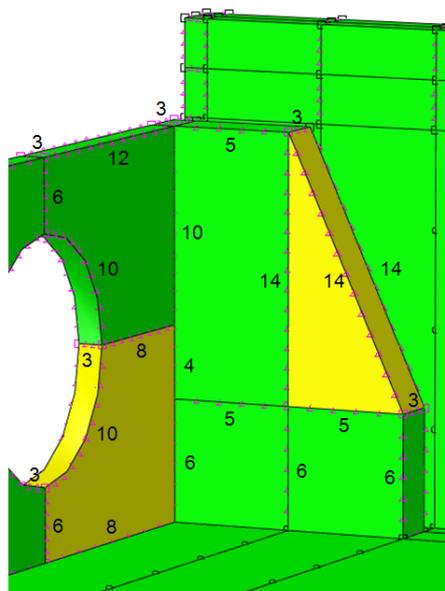


Abb. 5.37: Seeds – Steife

5.7.4 Netzgenerierung Betonkern

Die simple Form des Betonkerns ermöglicht ein sofortiges erstellen eines *structured* FE-Netzes. Jedoch ist bei der Berechnung im mittleren Bereich des Betonkerns eine geringe Punktdichte notwendig als im Randbereich. Die Punktfestlegung kann daher abgestuft erfolgen um den Rechenaufwand zu reduzieren. Folgende Einstellungen werden dabei gewählt:

Method	Bias	Sizing Controls	
		Minimum size	Maximum size
By size	Double	10	30

Tab. 5.10: Seed Einstellungen

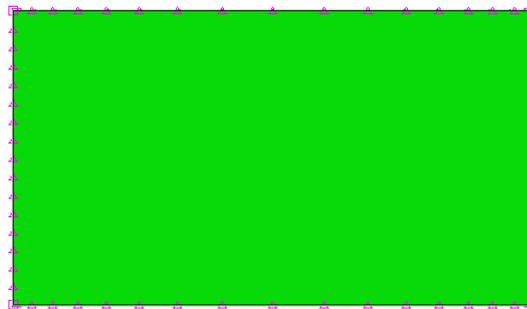


Abb. 5.40: Seed Betonkern

Der Abstand der Knoten auf den restlichen Kanten wird, dem Minimalwert entsprechend, auf 10mm gesetzt. So erhält man im Randbereich besonders günstige, würfelförmige Elemente.

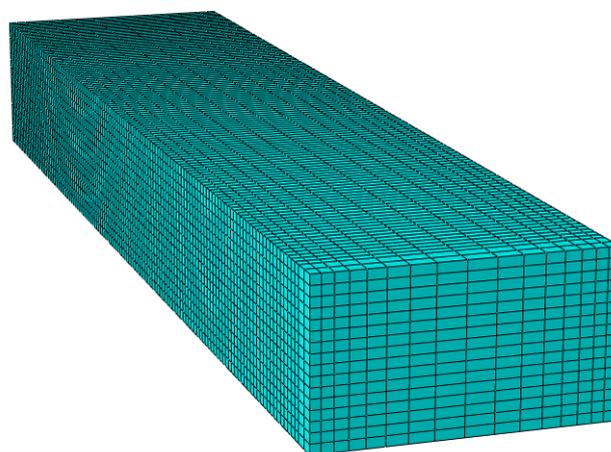


Abb. 5.41: FE – Netz Betonkern

5.8 Zusammenfassung aller Parameter und Einstellungen

5.8.1 Materialparameter

Stahl	<ul style="list-style-type: none"> Density: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>Mass Density</td></tr> <tr><td>$7,85 \cdot 10^{-6}$</td></tr> </table> Elastic (Isotropic): <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>Young's Modulus</td><td>Poisson's Ratio</td></tr> <tr><td>210000</td><td>0.3</td></tr> </table> Plastic (Isotropic): <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr><th></th><th>Yield Stress</th><th>Plastic Strain</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>363.0</td><td>0</td></tr> <tr><td>2</td><td>363.0</td><td>0.03</td></tr> <tr><td>3</td><td>416.2</td><td>0.053</td></tr> <tr><td>4</td><td>459.7</td><td>0.077</td></tr> <tr><td>5</td><td>493.5</td><td>0.101</td></tr> <tr><td>6</td><td>517.7</td><td>0.127</td></tr> <tr><td>7</td><td>532.2</td><td>0.148</td></tr> <tr><td>8</td><td>537.0</td><td>0.172</td></tr> </tbody> </table> 	Mass Density	$7,85 \cdot 10^{-6}$	Young's Modulus	Poisson's Ratio	210000	0.3		Yield Stress	Plastic Strain	1	363.0	0	2	363.0	0.03	3	416.2	0.053	4	459.7	0.077	5	493.5	0.101	6	517.7	0.127	7	532.2	0.148	8	537.0	0.172													
Mass Density																																															
$7,85 \cdot 10^{-6}$																																															
Young's Modulus	Poisson's Ratio																																														
210000	0.3																																														
	Yield Stress	Plastic Strain																																													
1	363.0	0																																													
2	363.0	0.03																																													
3	416.2	0.053																																													
4	459.7	0.077																																													
5	493.5	0.101																																													
6	517.7	0.127																																													
7	532.2	0.148																																													
8	537.0	0.172																																													
Beton	<ul style="list-style-type: none"> Density: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>Mass Density</td></tr> <tr><td>$2.29 \cdot 10^{-6}$</td></tr> </table> Elastic (Isotropic): <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>Young's Modulus</td><td>Poisson's Ratio</td></tr> <tr><td>38500</td><td>0,2</td></tr> </table> Plastic (Concrete Damage Placticity): <ul style="list-style-type: none"> Plasticity: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr><th>Dilation Angle</th><th>Eccentricity</th><th>fb0/fc0</th><th>K</th><th>Viscosity Parameter</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>30 (35/40/45)</td><td>0.10</td><td>1.16</td><td>0.6666</td><td>0</td></tr> </tbody> </table> Compressive Behavior: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr><th></th><th>Yield Stress</th><th>Inelastic Strain</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>23.20</td><td>0.00000</td></tr> <tr><td>2</td><td>34.98</td><td>0.00007</td></tr> <tr><td>3</td><td>44.60</td><td>0.00019</td></tr> <tr><td>4</td><td>51.83</td><td>0.00037</td></tr> <tr><td>5</td><td>56.40</td><td>0.00062</td></tr> <tr><td>6</td><td>58.00</td><td>0.00095</td></tr> <tr><td>7</td><td>56.50</td><td>0.00134</td></tr> <tr><td>8</td><td>51.76</td><td>0.00181</td></tr> <tr><td>9</td><td>43.40</td><td>0.00237</td></tr> </tbody> </table> 	Mass Density	$2.29 \cdot 10^{-6}$	Young's Modulus	Poisson's Ratio	38500	0,2	Dilation Angle	Eccentricity	fb0/fc0	K	Viscosity Parameter	30 (35/40/45)	0.10	1.16	0.6666	0		Yield Stress	Inelastic Strain	1	23.20	0.00000	2	34.98	0.00007	3	44.60	0.00019	4	51.83	0.00037	5	56.40	0.00062	6	58.00	0.00095	7	56.50	0.00134	8	51.76	0.00181	9	43.40	0.00237
Mass Density																																															
$2.29 \cdot 10^{-6}$																																															
Young's Modulus	Poisson's Ratio																																														
38500	0,2																																														
Dilation Angle	Eccentricity	fb0/fc0	K	Viscosity Parameter																																											
30 (35/40/45)	0.10	1.16	0.6666	0																																											
	Yield Stress	Inelastic Strain																																													
1	23.20	0.00000																																													
2	34.98	0.00007																																													
3	44.60	0.00019																																													
4	51.83	0.00037																																													
5	56.40	0.00062																																													
6	58.00	0.00095																																													
7	56.50	0.00134																																													
8	51.76	0.00181																																													
9	43.40	0.00237																																													

Beton	○ Compressive Damage:																																															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Damage Parameter</th> <th>Inelastic Strain</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0.0000</td><td>0.000000</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.0152</td><td>0.000066</td></tr> <tr><td>3</td><td>0.0434</td><td>0.000189</td></tr> <tr><td>4</td><td>0.0859</td><td>0.000373</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.1445</td><td>0.000627</td></tr> <tr><td>6</td><td>0.2210</td><td>0.000958</td></tr> <tr><td>7</td><td>0.3104</td><td>0.001342</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.4193</td><td>0.001807</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.5500</td><td>0.002365</td></tr> </tbody> </table>		Damage Parameter	Inelastic Strain	1	0.0000	0.000000	2	0.0152	0.000066	3	0.0434	0.000189	4	0.0859	0.000373	5	0.1445	0.000627	6	0.2210	0.000958	7	0.3104	0.001342	8	0.4193	0.001807	9	0.5500	0.002365																	
		Damage Parameter	Inelastic Strain																																													
	1	0.0000	0.000000																																													
	2	0.0152	0.000066																																													
	3	0.0434	0.000189																																													
	4	0.0859	0.000373																																													
	5	0.1445	0.000627																																													
	6	0.2210	0.000958																																													
	7	0.3104	0.001342																																													
	8	0.4193	0.001807																																													
9	0.5500	0.002365																																														
○ Tensile Behavior:																																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Yield Stress</th> <th>Displacement (CDP1)</th> <th>Displacement (CDP2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>4.07163</td><td>0.00000</td><td>0.00000</td></tr> <tr><td>2</td><td>2.72676</td><td>0.06600</td><td>0.03300</td></tr> <tr><td>3</td><td>1.82606</td><td>0.12000</td><td>0.06000</td></tr> <tr><td>4</td><td>1.22149</td><td>0.17000</td><td>0.08500</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.82296</td><td>0.22000</td><td>0.11000</td></tr> <tr><td>6</td><td>0.55029</td><td>0.26000</td><td>0.13000</td></tr> <tr><td>7</td><td>0.36891</td><td>0.31000</td><td>0.15500</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.24677</td><td>0.35000</td><td>0.17500</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.16533</td><td>0.39000</td><td>0.19500</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.11104</td><td>0.44000</td><td>0.22000</td></tr> <tr><td>11</td><td>0.07403</td><td>0.48000</td><td>0.24000</td></tr> </tbody> </table>		Yield Stress	Displacement (CDP1)	Displacement (CDP2)	1	4.07163	0.00000	0.00000	2	2.72676	0.06600	0.03300	3	1.82606	0.12000	0.06000	4	1.22149	0.17000	0.08500	5	0.82296	0.22000	0.11000	6	0.55029	0.26000	0.13000	7	0.36891	0.31000	0.15500	8	0.24677	0.35000	0.17500	9	0.16533	0.39000	0.19500	10	0.11104	0.44000	0.22000	11	0.07403	0.48000	0.24000
	Yield Stress	Displacement (CDP1)	Displacement (CDP2)																																													
1	4.07163	0.00000	0.00000																																													
2	2.72676	0.06600	0.03300																																													
3	1.82606	0.12000	0.06000																																													
4	1.22149	0.17000	0.08500																																													
5	0.82296	0.22000	0.11000																																													
6	0.55029	0.26000	0.13000																																													
7	0.36891	0.31000	0.15500																																													
8	0.24677	0.35000	0.17500																																													
9	0.16533	0.39000	0.19500																																													
10	0.11104	0.44000	0.22000																																													
11	0.07403	0.48000	0.24000																																													
○ Tensile Damage:																																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Damage Parameter</th> <th>Displacement (CDP1)</th> <th>Displacement (CDP2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0.00000</td><td>0.00000</td><td>0.00000</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.38100</td><td>0.06600</td><td>0.03300</td></tr> <tr><td>3</td><td>0.61700</td><td>0.12000</td><td>0.06000</td></tr> <tr><td>4</td><td>0.76300</td><td>0.17000</td><td>0.08500</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.85300</td><td>0.22000</td><td>0.11000</td></tr> <tr><td>6</td><td>0.91000</td><td>0.26000</td><td>0.13000</td></tr> <tr><td>7</td><td>0.94400</td><td>0.31000</td><td>0.15500</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.96500</td><td>0.35000</td><td>0.17500</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.97900</td><td>0.39000</td><td>0.19500</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.98700</td><td>0.44000</td><td>0.22000</td></tr> <tr><td>11</td><td>0.99200</td><td>0.48000</td><td>0.24000</td></tr> </tbody> </table>		Damage Parameter	Displacement (CDP1)	Displacement (CDP2)	1	0.00000	0.00000	0.00000	2	0.38100	0.06600	0.03300	3	0.61700	0.12000	0.06000	4	0.76300	0.17000	0.08500	5	0.85300	0.22000	0.11000	6	0.91000	0.26000	0.13000	7	0.94400	0.31000	0.15500	8	0.96500	0.35000	0.17500	9	0.97900	0.39000	0.19500	10	0.98700	0.44000	0.22000	11	0.99200	0.48000	0.24000
	Damage Parameter	Displacement (CDP1)	Displacement (CDP2)																																													
1	0.00000	0.00000	0.00000																																													
2	0.38100	0.06600	0.03300																																													
3	0.61700	0.12000	0.06000																																													
4	0.76300	0.17000	0.08500																																													
5	0.85300	0.22000	0.11000																																													
6	0.91000	0.26000	0.13000																																													
7	0.94400	0.31000	0.15500																																													
8	0.96500	0.35000	0.17500																																													
9	0.97900	0.39000	0.19500																																													
10	0.98700	0.44000	0.22000																																													
11	0.99200	0.48000	0.24000																																													

Tab. 5.11: Materialparameterübersicht

5.8.2 Interaction Properties

Friction	<ul style="list-style-type: none"> Tangential Behavior <ul style="list-style-type: none"> Friction formulation: Penalty Friction (Isotropic): <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>Friction Coeff</td></tr> <tr><td>0.3 (0.5/0.7)</td></tr> </table> 	Friction Coeff	0.3 (0.5/0.7)
	Friction Coeff		
0.3 (0.5/0.7)			
Friction beschreibt die Interaktion zwischen Stahl und Beton im Bereich der Betondübel (Seite 27, Abb. 5.21).			
Frictionless	<ul style="list-style-type: none"> Tangential Behavior <ul style="list-style-type: none"> Friction formulation: Frictionless 		
	Frictionless beschreibt die Interaktion zwischen Stahl und Beton, mit Ausnahme des Bereichs der Betondübel, und zwischen Stahl und Stahl.		

Tab. 5.12: Interaction Properties - Übersicht

5.8.3 Amplitudes

Amplitude	<ul style="list-style-type: none"> Type: Tabular Time span: Total time Amplitude Data: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Time/Frequency</th> <th>Amplitude</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>100</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table> 		Time/Frequency	Amplitude	1	0	0	2	100	1
		Time/Frequency	Amplitude							
	1	0	0							
2	100	1								

Tab. 5.13: Amplitudes - Übersicht

5.8.4 Mesh

Element Type	<ul style="list-style-type: none"> Element Library: Explicit Geometric Order: Linear Family: 3D Stress Hex: Reduced integration Element Contols: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Stahl</th> <th>Beton</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Kinematic split:</td> <td>Average strain</td> <td>Average strain</td> </tr> <tr> <td>Second-order accuracy:</td> <td>No</td> <td>No</td> </tr> <tr> <td>Distortion control</td> <td>Use default</td> <td>Use default</td> </tr> <tr> <td>Hourglass control</td> <td>Use default</td> <td>Use default</td> </tr> <tr> <td>Element deletion</td> <td>Use default</td> <td>Yes</td> </tr> <tr> <td>Max Degradation</td> <td>Use default</td> <td>Use default</td> </tr> </tbody> </table> 		Stahl	Beton	Kinematic split:	Average strain	Average strain	Second-order accuracy:	No	No	Distortion control	Use default	Use default	Hourglass control	Use default	Use default	Element deletion	Use default	Yes	Max Degradation	Use default	Use default
		Stahl	Beton																			
	Kinematic split:	Average strain	Average strain																			
	Second-order accuracy:	No	No																			
	Distortion control	Use default	Use default																			
	Hourglass control	Use default	Use default																			
	Element deletion	Use default	Yes																			
	Max Degradation	Use default	Use default																			
C3D8R: lineare 8 Knoten Elemente mit reduzierter Integration und hourglass control.																						

Tab. 5.14: Element Type - Übersicht

6 Parameterstudie

Die Parameterstudie greift Ergebnisse vorhergehender Arbeiten auf. Parameter, die für die Simulation laut [3] zu besseren Ergebnissen geführt haben, werden daher nicht erneut untersucht. So wird die Option *Element Deletion* bei allen Simulationen verwendet, ohne Referenzberechnungen durchzuführen, da diese Option bei allen Berechnungen bei [3] zu sichereren Berechnungsergebnissen bei sehr geringer Ergebnisbeeinflussung führte. Diese Einstellung ist ausreichend untersucht und kann somit übernommen werden.

Auch der Einfluss des *Damage Parameters* für Druckbeanspruchung wird nicht weiter untersucht, da sich die Verwendung dieses Materialmodells bewährt hat. Die geringsten Abweichungen im Bezug auf Verformungsverhalten und maximale Traglast des Berechnungsmodells zu der Laborprüfung konnten in [3] bei einem Damage Parameter von 0,6 erzielt werden. Eine Wahl in dieser Höhe wird bei dieser Untersuchung nicht vorgenommen, da schon ein Maximalwert von 0,61 der Plausibilitätsprüfung nicht mehr genügt (siehe Tab. 6.1). Bei dieser Wahl nimmt die plastische Verformung (Gl. (5.9)), bei der Näherung zur maximalen Stauchung, ab (Abb. 6.1). Eine Verkleinerung der plastischen Dehnung bei Steigerung der angelegten Spannung ist physikalisch unmöglich. Daher ist eine Wahl von d_c in dieser Größenordnung unzulässig.

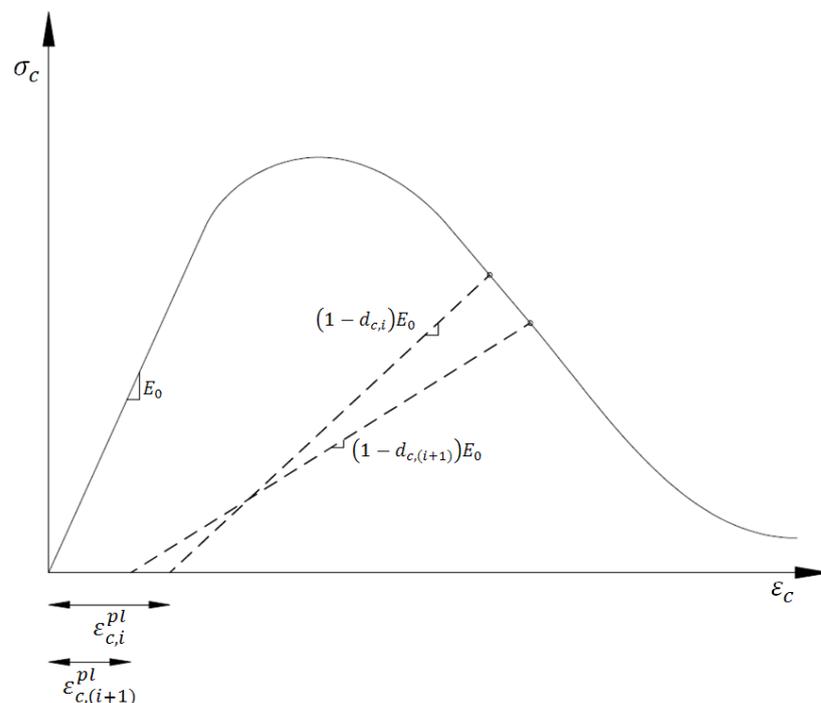


Abb. 6.1: Plausibilitätsprüfung

ε_c	σ_c	$\varepsilon_{c,in}$	d_c	$\varepsilon_{c,pl}$
[1]	[kN/cm ²]	[1]	[1]	[1]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.000592	2.28	0.000000	0.00	0.000000
0.000964	3.44	0.000070	0.02	0.000053
0.001336	4.39	0.000195	0.05	0.000135
0.001708	5.10	0.000383	0.10	0.000239
0.002080	5.55	0.000639	0.16	0.000357
0.002451	5.70	0.000971	0.25	0.000481
0.002801	5.55	0.001358	0.35	0.000589
0.003150	5.10	0.001826	0.47	0.000664
0.003500	4.30	0.002383	0.61	0.000636

Tab. 6.1: Problem - Damage Parameter

In der Parameterstudie wird auf folgende Einflussfaktoren eingegangen:

1. Einfluss der Reibung
2. Einfluss des Dilation Angle
3. Einfluss Tension Stiffening (CDP)
4. Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Es werden 20 Variationen der Punkte 1 bis 3 untersucht. Jene Einstellungen die zu den besten Resultaten führen werden anschließend mit verringerter Belastungsgeschwindigkeit erneut simuliert um dessen Einfluss beurteilen zu können. Die besten Resultate kennzeichnen sich durch die geringsten Abweichungen vom Berechnungsmodell zum Laborversuch im Bezug auf das Durchbiegungsverhalten und der Spannungsmessungen.

Die Bezeichnung der Untersuchung lässt erkennen welche Parametereinstellung gewählt worden ist.

Beispiel: C1ms_CDP1_f30_40

- Das C am Anfang der Bezeichnung gibt Aufschluss über die Art der Schubverbinderleiste. In dieser Arbeit wird nur der Typ C untersucht.
- 1ms steht für eine Belastungsgeschwindigkeit von 1mm/s. Im Zuge der Parameterstudie werden auch Berechnungen mit einer reduzierten Belastungsgeschwindigkeit (0,5mm/s) durchgeführt, die mit 05ms gekennzeichnet sind.
- CDP beschreibt das verwendete **Concrete-Damage-Plasticity**- Modell. Zwei Modelle (CDP1 und CDP2) werden hier untersucht. Die Modelle unterscheiden sich im Zugverhalten des Betons (siehe Kapitel 6.3).

- f_{30} bezeichnet die angesetzte Reibung (friction) zwischen Betondübel und Schubdübelleiste. Die Zahl gibt dabei den Reibungskoeffizienten in Prozent an. Neben 30% (f_{30}) werden Einstellungen von 50% (f_{50}) und 70% (f_{70}) untersucht.
- Die hinterste Zahl (40) steht für den Wert des angenommenen Dilation Angle ψ in Grad. Bei der Parameterstudie werden Winkel zwischen 30° und 45° untersucht.

Vorerst werden die Durchbiegungen in Feldmitte (WA2) und die Dehnungen der Dehnmessstreifen für den Vergleich herangezogen. Folgende Abbildungen (Abb. 6.2, Abb. 6.3) geben einen Überblick über die Positionierung der Dehnmessstreifen und der Wegaufnehmer.

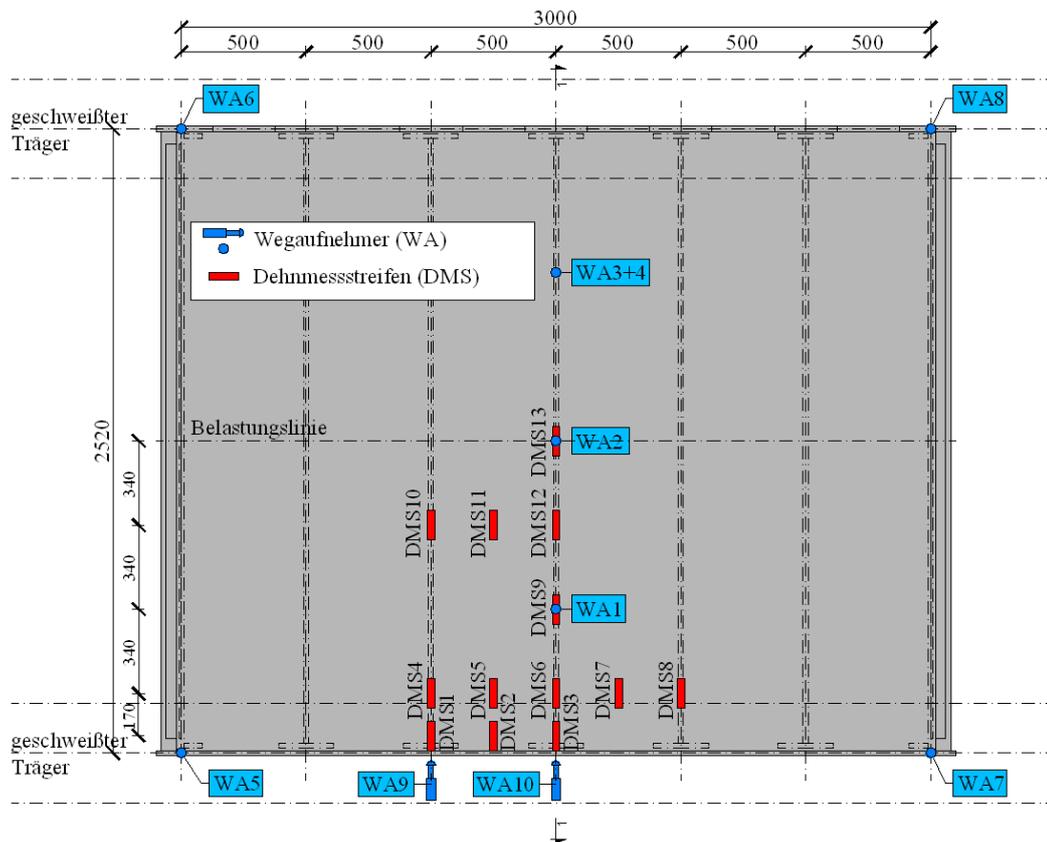


Abb. 6.2: Messeinrichtungen am Grundriss des Versuchskörpers [6]

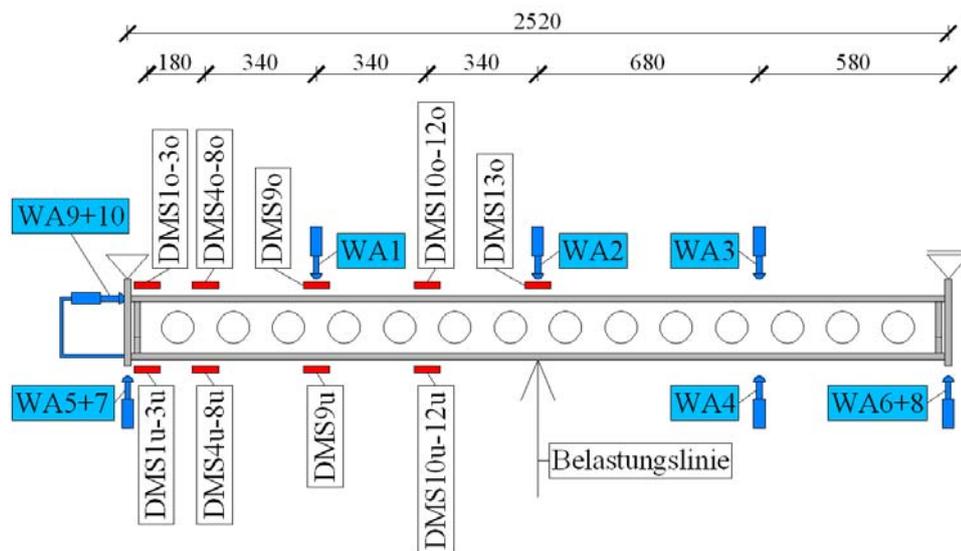


Abb. 6.3: Messeinrichtungen am Schnitt 1-1 des Versuchskörpers [6]

6.1 Einfluss der Reibung

Iwancsics geht in seiner Arbeit: „Numerische Untersuchung zu neuartigen Schubverbindern“ bereits auf den Einfluss der Reibung ein.

„Bezüglich des Reibungskoeffizienten f wurden die besten Ergebnisse durch Vernachlässigung der seitlichen Reibung zwischen Stahldübel und Beton erzielt.“ ([7], Seite 90)

Das „beste Ergebnis“ war dabei durch die geringste Abweichung der maximalen Traglast, Relativverschiebungen und der Abbildung des Nachbruchverhaltens der Berechnung im Vergleich zu den Messdaten des Laborversuchs gekennzeichnet. In Anlehnung an diese Erkenntnis betrifft die Variation der Reibung lediglich den Bereich der Dübel (siehe Abb. 5.21). Hierbei werden die Auswirkungen einer Wahl von 30%, 50% und 70% untersucht. In allen anderen Kontaktflächen wird auf die Berücksichtigung von Reibung verzichtet.

Die drei unterschiedlichen Reibungseinstellungen ergeben bei den in Abb. 6.4 abgebildeten Varianten, nur geringe Schwankungen der Kraft–Verschiebungs–Linie in der Mitte der Sandwichplatte.

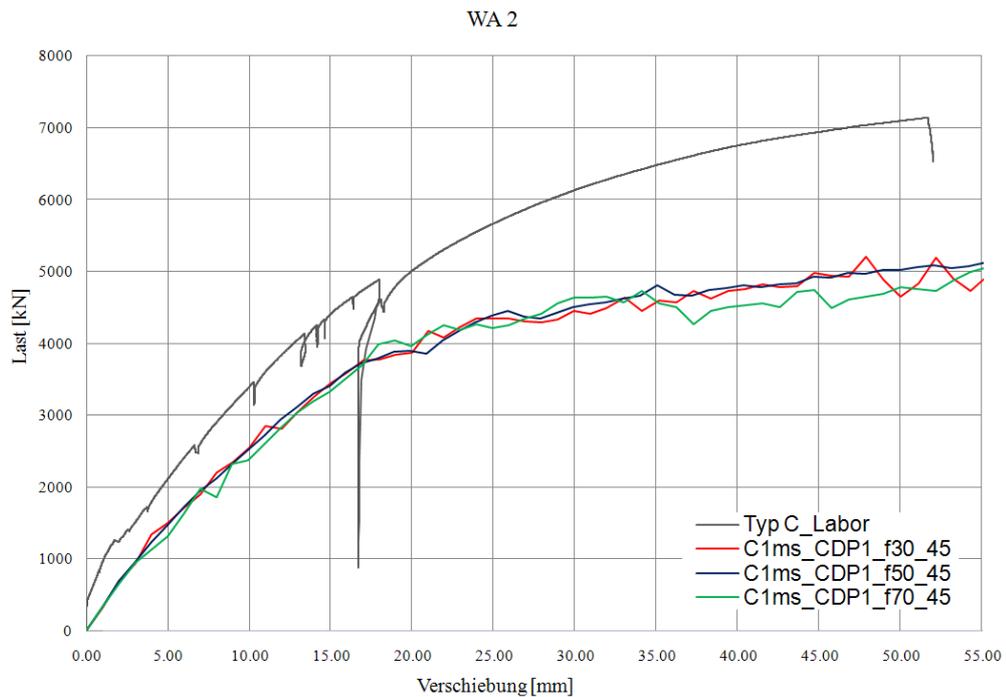


Abb. 6.4: Variation der Reibung – 1 – Verschiebung WA 2

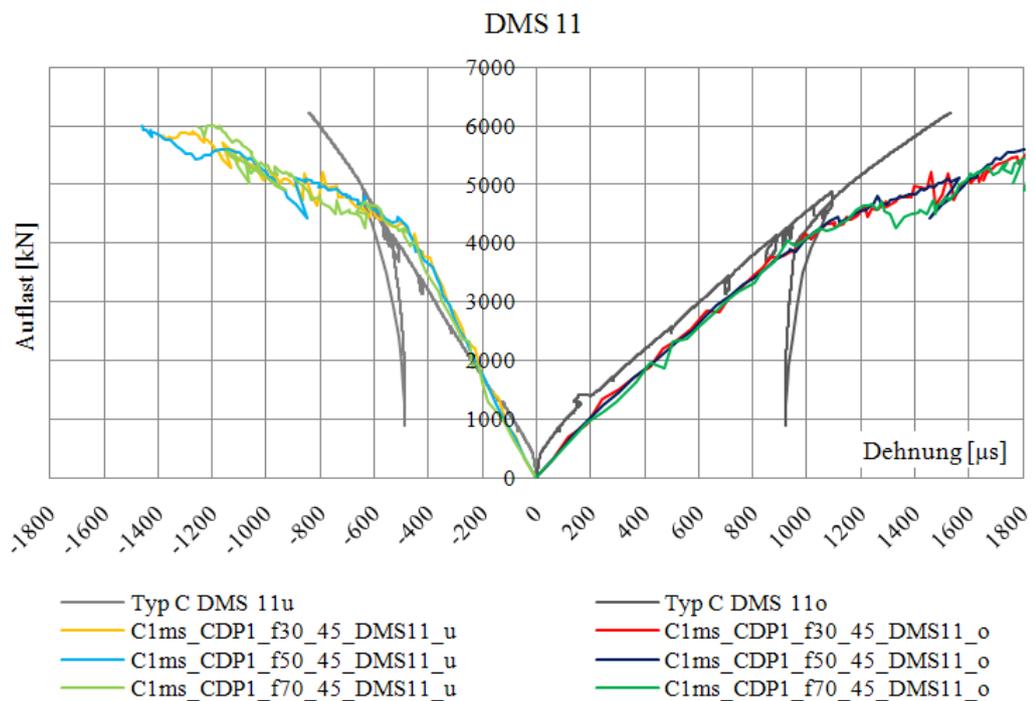


Abb. 6.5: Variation der Reibung – 1 – DMS 11

Auch bei den gemessenen Dehnungen ist der Einfluss der Reibung kaum bemerkbar. Exemplarisch für die kaum vorhandenen Schwankungen zeigt Abb. 6.5 die Dehnungen der Dehnmessstreifen 11 an der Ober- und Unterseite der Sandwichplatte. Der Verlauf der Dehnungen ist bis zu einer Belastung von

etwa 4500 kN fast ident, erst im Nachbruchbereich kommt es zu geringfügigen Schwankungen.

Um die Reibung unabhängig von anderen Parametern beurteilen zu können wird diese auch nach einer Variation des Dilation Angle und des Betonmodells verglichen.

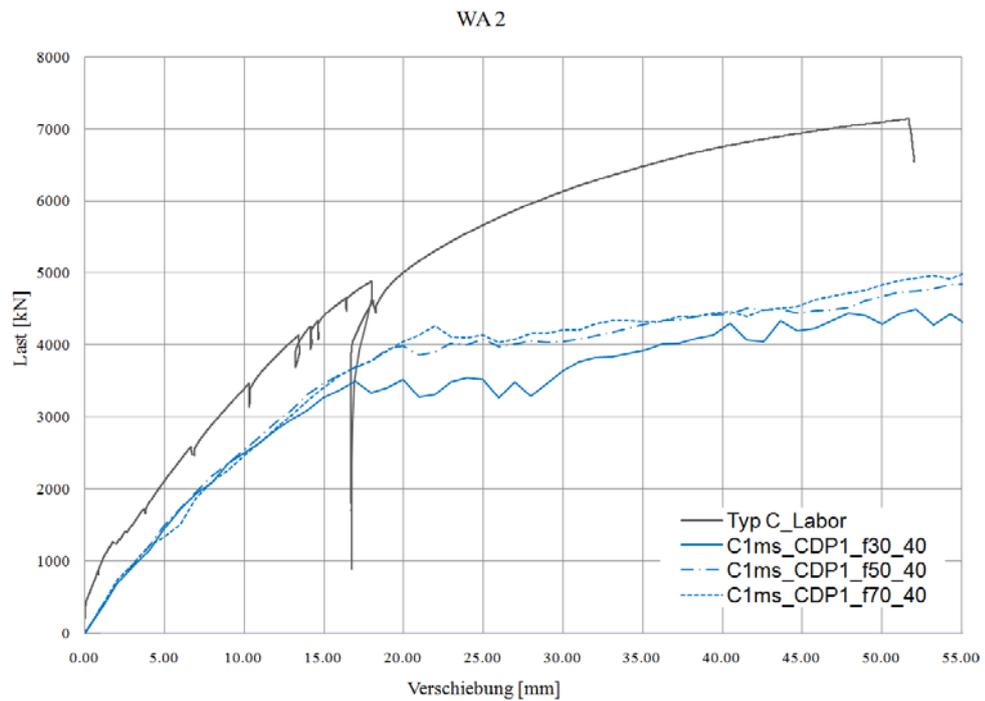


Abb. 6.6: Variation der Reibung – 2 – Verschiebung WA 2

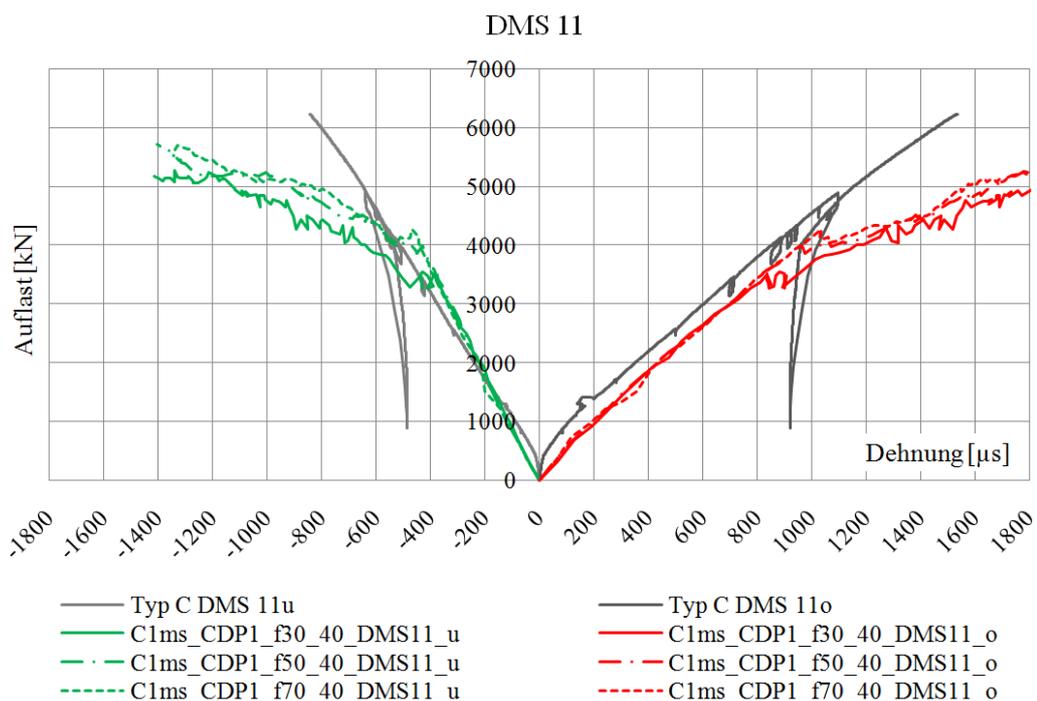


Abb. 6.7: Variation der Reibung – 2 – DMS 11

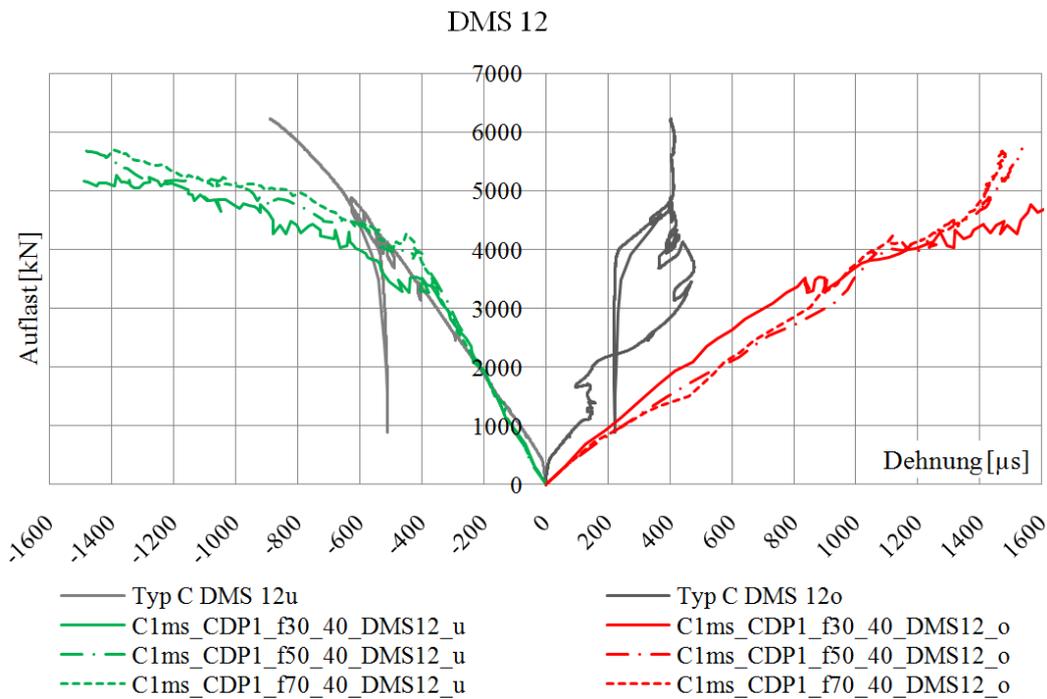


Abb. 6.8: Variation der Reibung – 2 – DMS 12

Mit einem geringeren Dilation Angle kommt es beim Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte beim Ansatz einer Reibung von 30% zu einer deutlichen Abweichung zu den Verläufen der Modelle mit Reibbeiwerten von 50% und 70%, die sich abermals kaum unterscheiden (Abb. 6.6). Die Dehnungen verhalten sich annähernd so wie die Durchbiegung. Bei einer Auflast von etwa 3500 kN nehmen die Verformungsmessungen der Simulation mit einer Reibungskoeffizienten von 0,3 deutlich mehr zu (Abb. 6.7).

Bei manchen Dehnmessungen, wie etwa an DMS 12 in Abb. 6.8 zu sehen ist, wirkt sich ein Reibungskoeffizient von 0,3 schon bei einer geringeren Belastung aus. Hier zeichnet der DMS 12 anfangs geringere Verformungen auf. Bei einer Auflast von zirka 3500 kN nehmen die Verformungen jedoch im Vergleich zu den Berechnungen mit einem Reibbeiwert von 50% und 70% wieder deutlich zu.

Um beurteilen zu können, ob dieses beobachtete Phänomen direkt mit der in der Berechnung angesetzten Reibung zusammenhängt, wird der Dilation Angle abermals reduziert und die Ergebnisse im Bezug auf den Reibungsparameter verglichen.

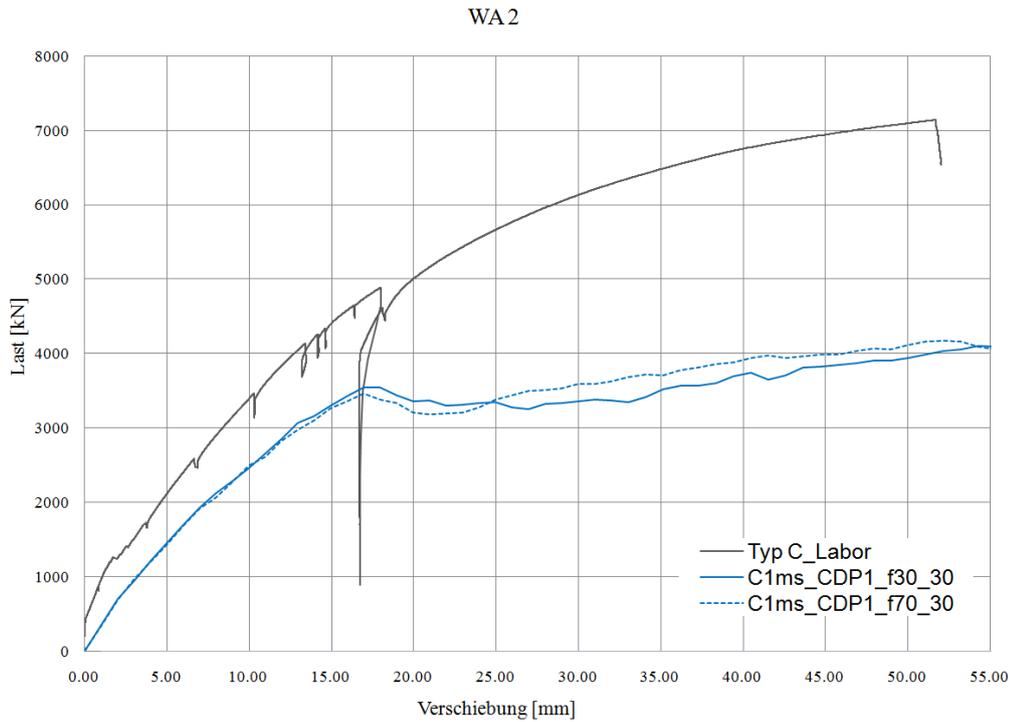


Abb. 6.9: Variation der Reibung – 3 – Verschiebung WA 2

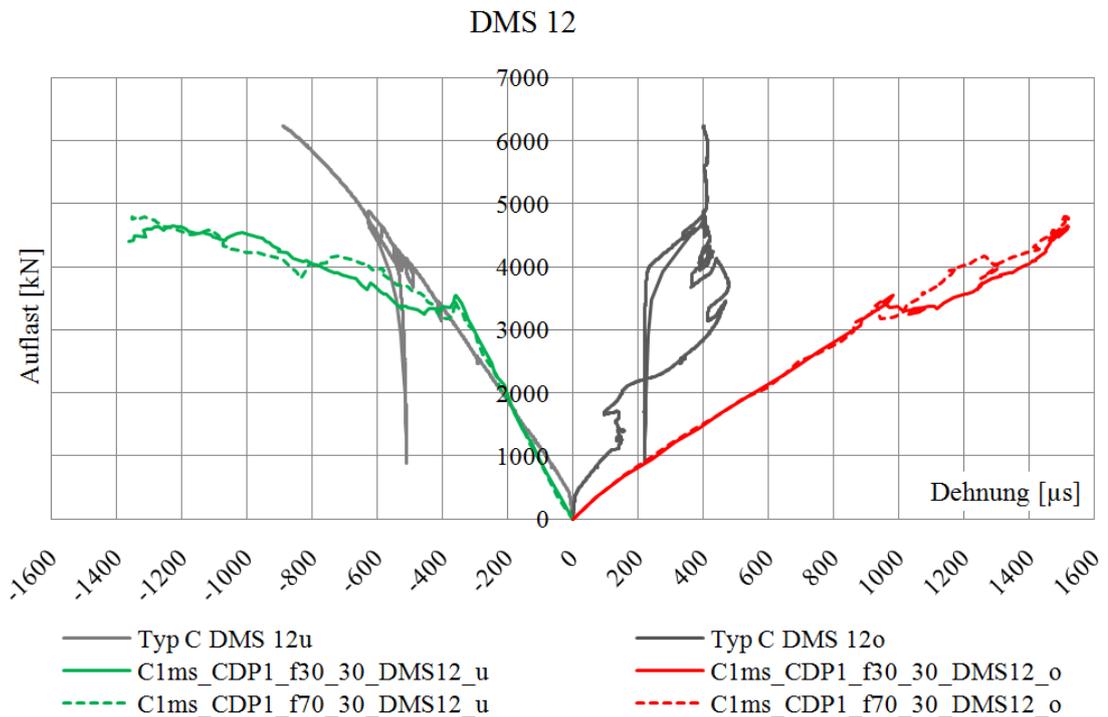


Abb. 6.10: Variation der Reibung – 3 – Dehnung DMS 12

Wie man in den Abb. 6.9 und Abb. 6.10 deutlich erkennt, scheint der Dilation Angle die geringen Wirkung der Reibungsvariation nicht zu beeinflussen. Abermals verursacht die Variation des Reibungsbeiwerts nur geringe Schwankungen der Verformungen. Sowohl die Betrachtung der Verschiebungen

bei Wegaufnehmer 2 als auch die Messungen der Dehnmessstreifen lassen kaum Auswirkungen erkennen.

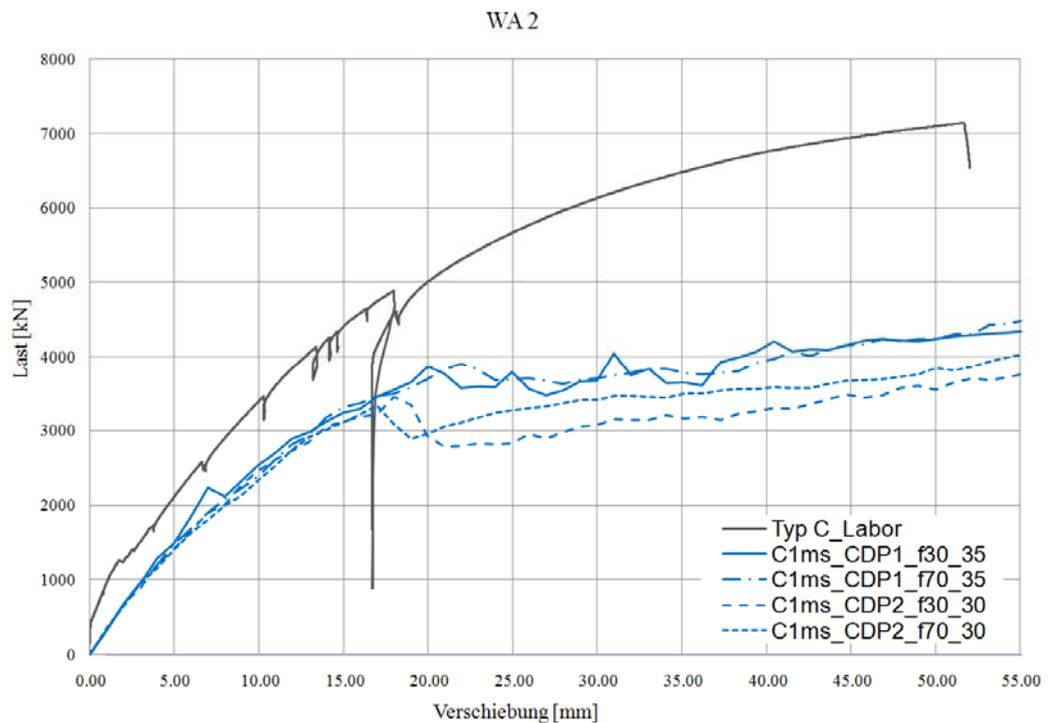


Abb. 6.11: Variation der Reibung – 4 – Verschiebung WA 2

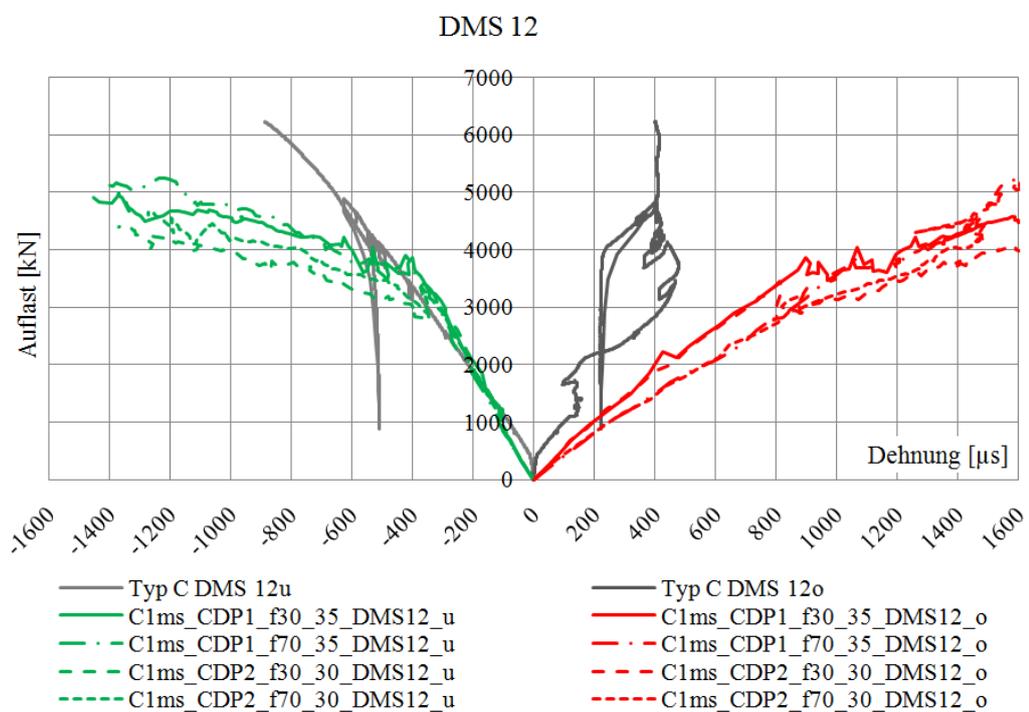


Abb. 6.12: Variation der Reibung – 4 – Dehnung DMS 12

Auch nach einer weiteren Änderung des Dilation Angle und einer Änderung des Betonmodells (siehe Kapitel 6.3) kann durch die Variation des angesetzten Reibungskoeffizienten keine deutliche Verbesserung des Modells im Bezug auf die Systemsteifigkeit abgeleitet werden (Abb. 6.11). Jedoch liefert ein Reibungsbeiwert von 0,3 beim Vergleich der Dehnungen des oberen DMS 12 (Abb. 6.12) abermals eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit den Labormessungen.

6.1.1 Schlussfolgerung zum Einfluss der Reibung

Die Wahl des Reibungsbeiwertes in dem hier untersuchten Bereich hat auf die Durchbiegung in Feldmitte nur geringe Auswirkung. Eine Parameterempfehlung kann aus diesem Vergleich nicht abgeleitet werden. Lediglich die Dehnmessung des oberen DMS 12 liefert einen erkennbaren Trend. Wie bereits in Abb. 6.8 und Abb. 6.12 bemerkt wurde, liefert ein Reibungsbeiwert von 0,3 bei manchen Dehnmessstreifen die deutlich besseren Ergebnisse. Diese Verbesserung im Vergleich zu den Reibungsbeiwerten von 0,5 und 0,7 kann zwar nicht bei allen Varianten beobachtet werden, jedoch wirkt sich eine Wahl von 0,3 nie negativ auf die Rechenergebnisse aus.

6.2 Einfluss des Dilation Angle

Der Einfluss des Dilation Angle ψ wurde bereits in [7] untersucht. Auf diese Untersuchung übertragbare Werte können der Arbeit aber nicht entnommen werden, da bei unterschiedlichen Dübelformen mit unterschiedlichen Eingabewerten die besten Resultate erzielt worden sind.

„Für die Dübel „Krone Kurz“ und „Krone Rund“ wurden die besten Ergebnisse mit $\psi = 36,31^\circ$ erzielt. Demgegenüber wurde für Dübel „Krone Lang“ mit $\psi = 45^\circ$ ein besseres Ergebnis erzielt.“ ([7], Seite 82)

Im Gegensatz zu den Push Out Versuchen von [3] und [7] ist die Verformung des Betons der Sandwichplatte durch die Stahlbauteile behindert. Dem Dilation Angle kommt dadurch erhöhte Bedeutung zu, da mit größeren hydrostatischen Spannungsanteilen zu rechnen ist. Aus diesem Grund wird der Dilation Angle im Bereich zwischen 30° und 45° untersucht. Die Variation erfolgt in 5° Schritten.

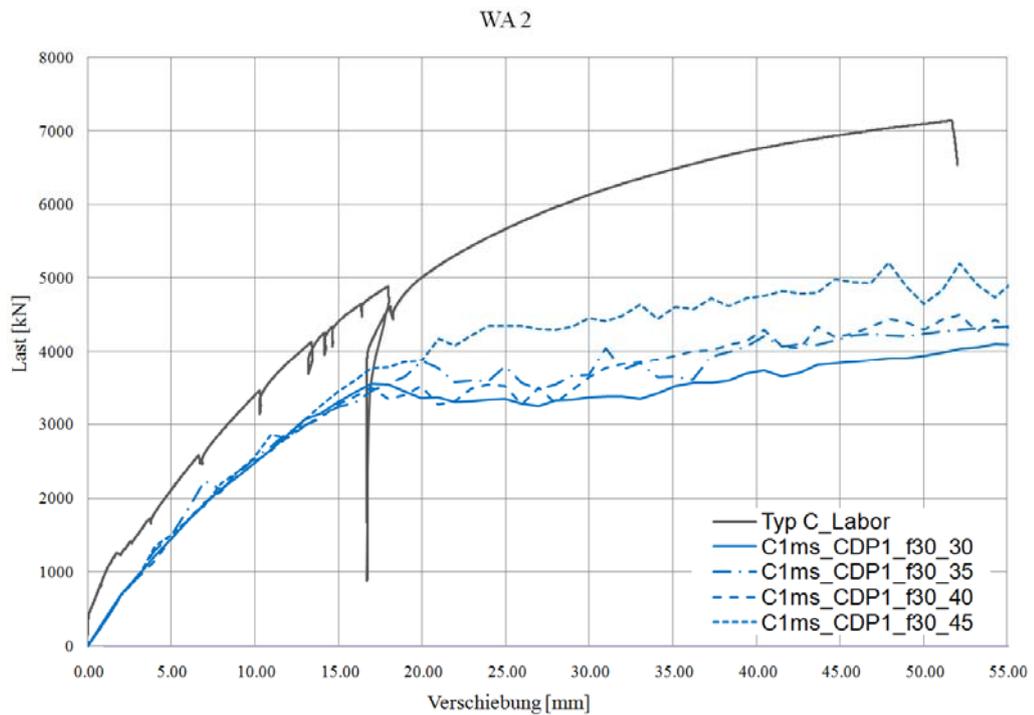


Abb. 6.13: Variation von $\psi - 1$ – Verschiebung WA 2

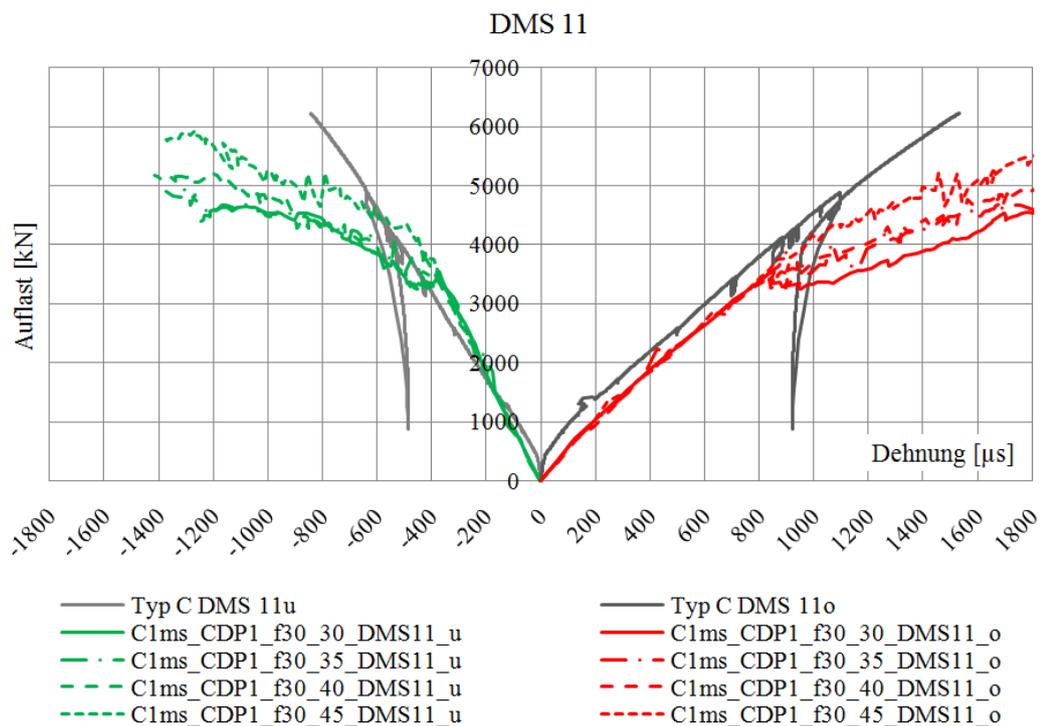


Abb. 6.14: Variation von $\psi - 1$ – Dehnung DMS 11

Die Simulationsergebnisse variieren im Bereich der elastischen Verformungen nur sehr wenig. Deutlich wirkt sich jedoch dieser Parameter im plastischen Verformungsbereich aus. Hier kommt es zu einer signifikanten Auffächerung der Linienverläufe der Mitteldurchbiegung (Abb. 6.13) und der Dehnungen (Abb. 6.14)

im Bereich der Feldmitte. Nähert man sich dem Auflager kommt es zu immer größeren Schwankungen und sprunghaften Dehnungszu- und abnahmen (Abb. 6.15 und Abb. 6.16) die eine Beurteilung in diesem Bereich schwer machen.

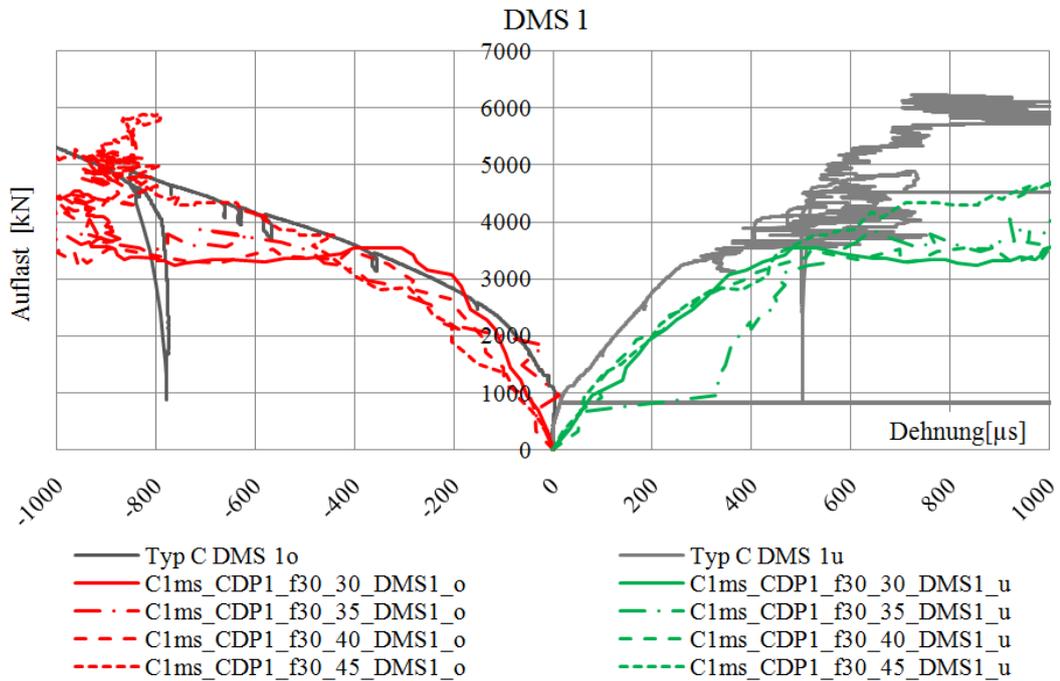


Abb. 6.15: Variation von $\psi - 1$ – Dehnung DMS 1

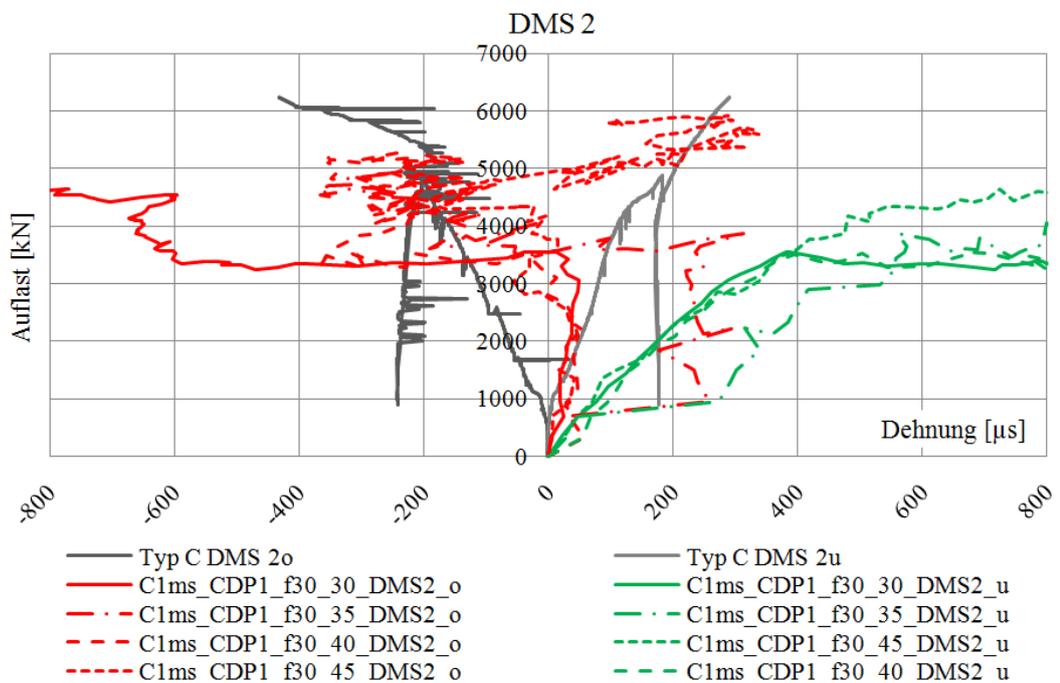


Abb. 6.16: Variation von $\psi - 1$ – Dehnung DMS 2

Wieder wird die Reibung und das Betonmodell variiert und anschließend der Einfluss des Dilation Angle betrachtet.

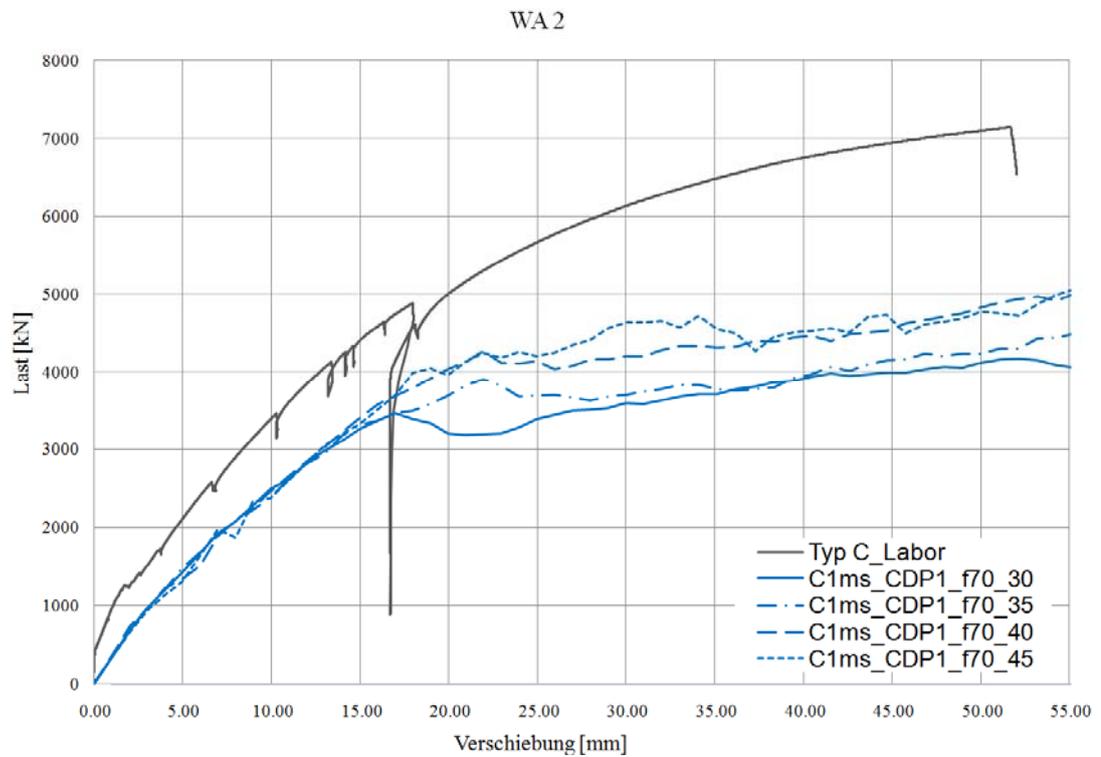


Abb. 6.17: Variation von $\psi - 2$ – Verschiebung WA 2

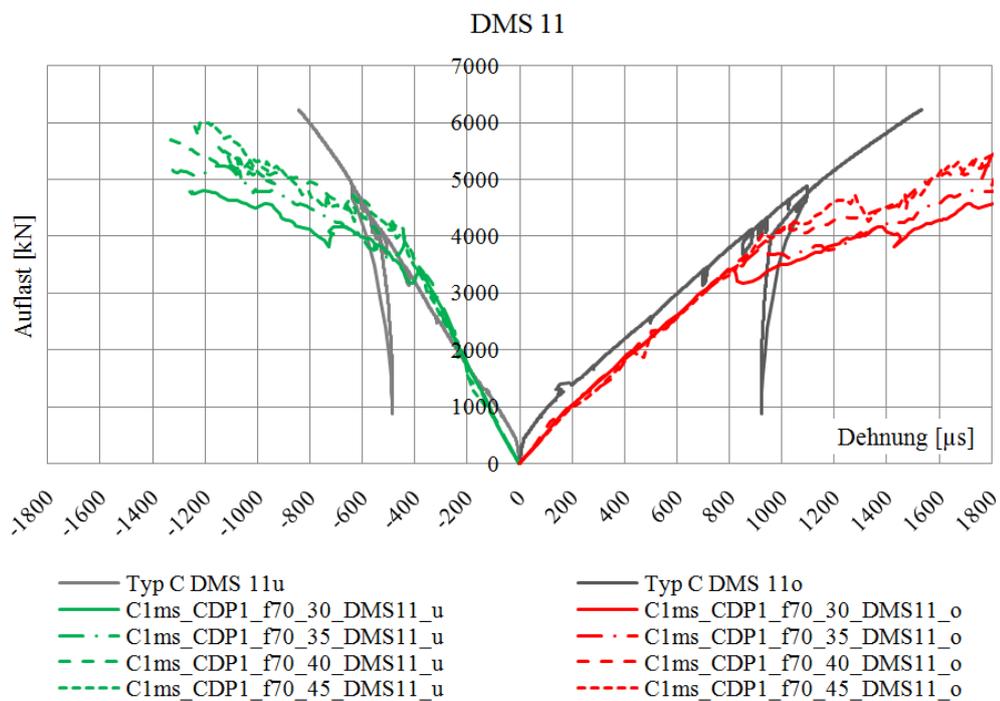


Abb. 6.18: Variation von $\psi - 2$ – Dehnung DMS 11

Durch die Variation der Reibung können keine neuen Erkenntnisse erworben werden, da sich diese Veränderung auf die Verläufe der Verschiebungen (Abb. 6.17) und der Dehnungen (Abb. 6.18) kaum auswirkt. Es kommt auch hier im plastischen Bereich bei einem niedrigen Dilation Angle zu einer markanten Abnahme der Steifigkeit und in Folge dessen zu einer rascheren Zunahme an Verformungen.

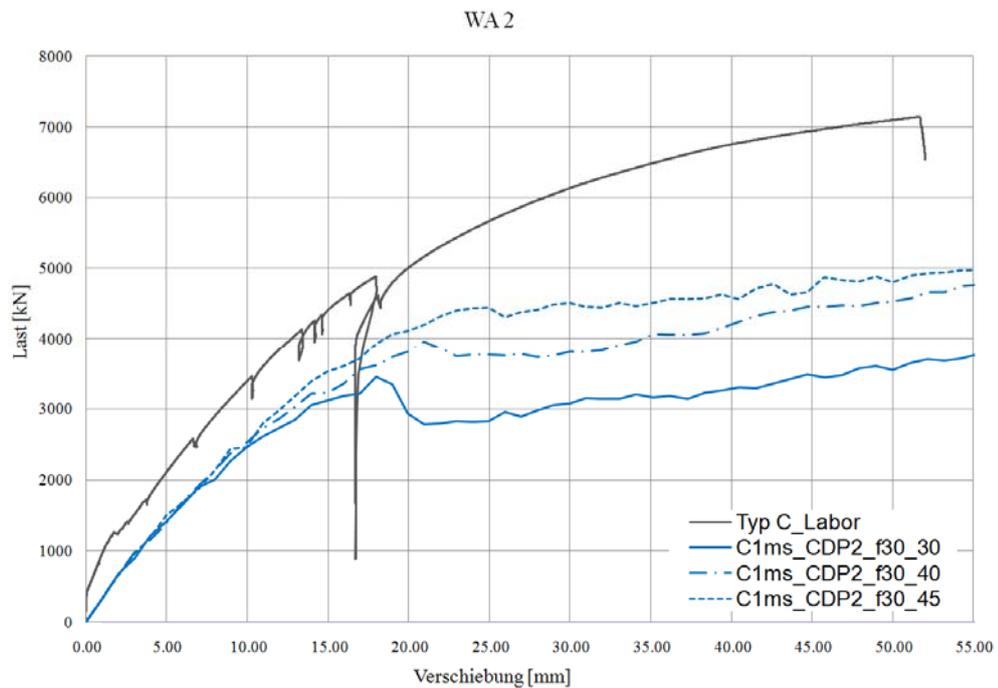


Abb. 6.19: Variation von $\psi - 3$ – Verschiebung WA 2

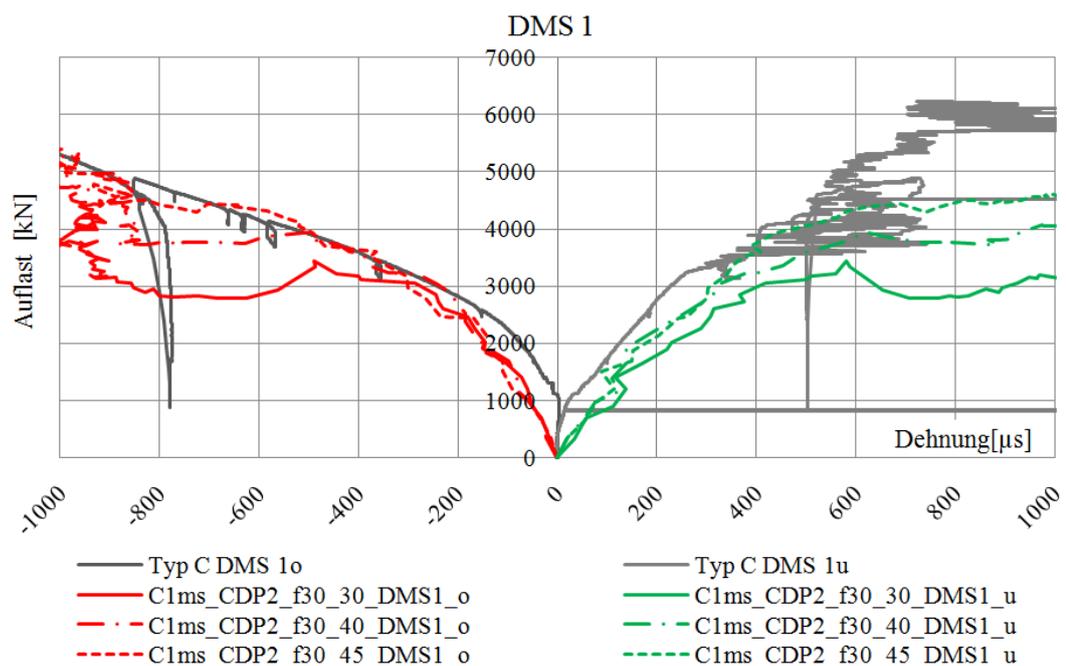
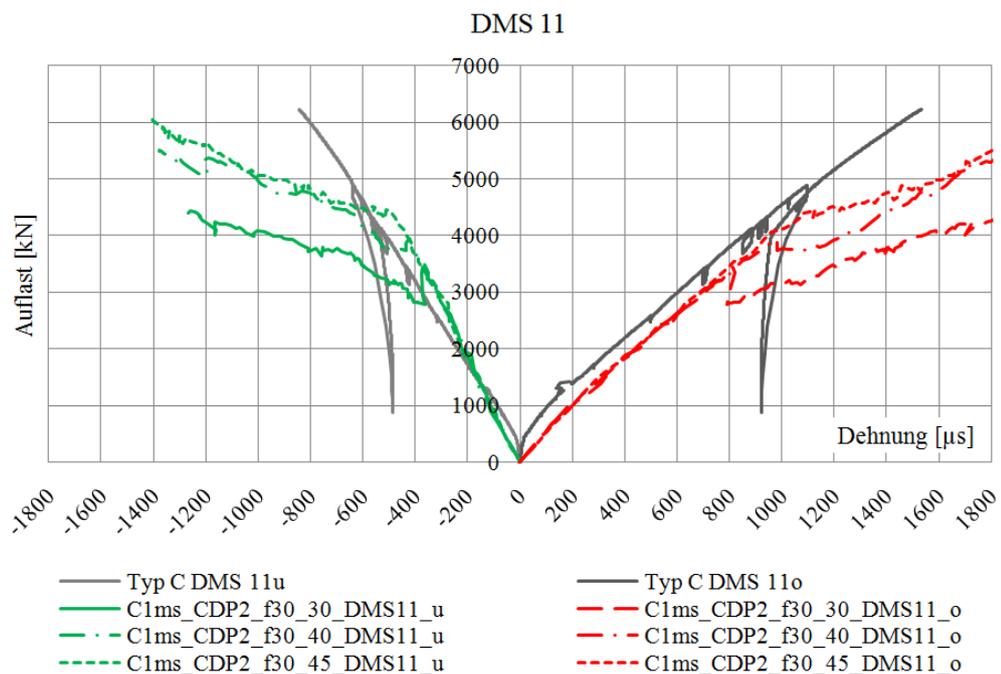
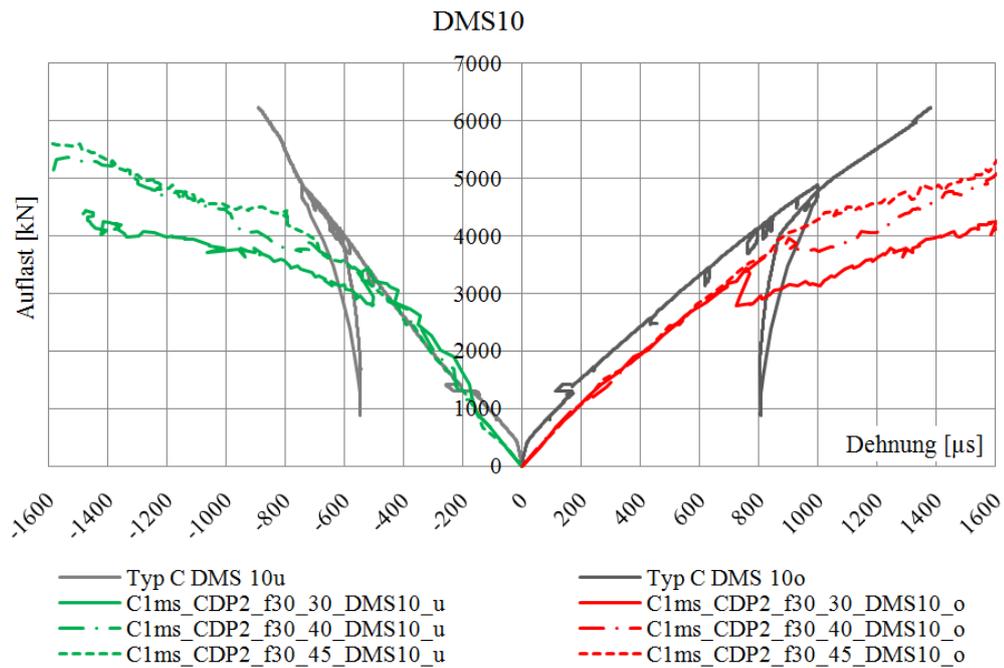


Abb. 6.20: Variation von $\psi - 3$ – Dehnung DMS 1



Durch den Vergleich der Verformungsverläufe (Abb. 6.19, Abb. 6.20, Abb. 6.21 und Abb. 6.22) nach der Variation des Betonmodells von CDP1 auf CDP2 (näheres zum Betonmodell im Kapitel 6.3) kann der Einfluss des Dilation Angle unabhängig von den übrigen hier untersuchten Parametern beschrieben werden.

6.2.1 Schlussfolgerung zum Einfluss des Dilation Angle

Simulationen mit einem niedrigen Dilation Angle verhalten sich im elastischen Bereich annähernd so wie es das Testobjekt im Labor getan hat. Jedoch bricht die Steifigkeit unabhängig von den übrigen Parametern bei einer Verschiebung von zirka 18mm abrup. Dieses Verhalten lässt vermuten, dass die Festigkeit des Betons unter großem Druck unterschätzt wird und der Beton in der Simulation zu früh versagt. Durch die Anhebung des Dilation Angle steigt die Belastbarkeit des Betons in Abhängigkeit der hydrostatischen Druckbeanspruchung. Dadurch kann der Beton länger einen Beitrag zur Systemsteifigkeit liefern und er entzieht sich erst später und langsamer den Belastungen. Mit der Einstellung $\psi = 45^\circ$ kommt die Simulation zu deutlich besseren Ergebnissen und die Last – Verschiebungs – Linie der Modellierung bleibt länger parallel zu der des Laborversuchs (Abb. 6.23).

Hinsichtlich des Einflusses des Dilation Angle sind durch die Betrachtung der Dehnungen keine neuen Erkenntnisse zu gewinnen. Der Dilation Angle beeinflusst auch hier nur den Zeitpunkt und die Intensität des Steifigkeitsverlustes. Er hat dabei aber keinen Einfluss auf die Neigung der Last – Dehnungs – Linie die bei manchen Dehnmessungen etwas zu steil ausfällt (siehe Abb. 6.22 DMS 11u).

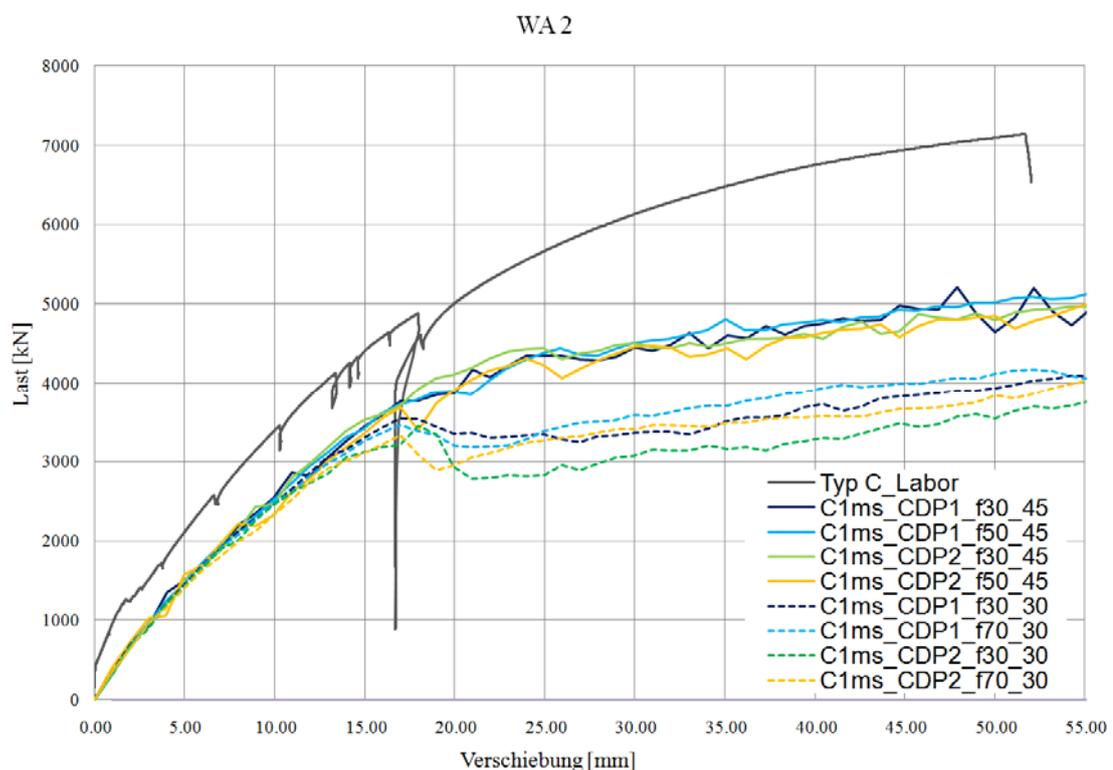


Abb. 6.23: Vergleich Dilation Angle $\psi = 30^\circ$ und $\psi = 45^\circ$

6.3 Einfluss CDP

Die Untersuchung beschäftigt sich mit dem Einfluss zweier unterschiedlicher Betonmodelle, die sich in ihrem Zugverhalten unterscheiden. Dazu wird die spannungsabhängige Rissdehnung variiert. Die Werte der Rissdehnung bei CDP1 entsprechen jenen des Beispiels des ABQUS User's Manual [9]. CDP2 orientiert sich an der Untersuchung von Petraschek [4]. Fink und Petraschek haben bereits den Einfluss der Halbierung der Rissdehnung in [10] bearbeitet, jedoch ist aus der Versuchsreihe, auf Grund ihrer nicht vergleichbaren Randbedingungen, keine ableitbare Modellempfehlung für die vorliegende Platte ableitbar. Es werden daher beide Varianten untersucht. Folgende Tabelle (Tab. 6.2) gibt noch einmal einen Überblick über den Unterschied zwischen den beiden gewählten Materialmodellen.

Zugverhalten CDP1			Zugverhalten CDP2		
σ_t	ε_t^{ck}	d_t	σ_t	ε_t^{ck}	d_t
[kN/cm ²]	[cm]	[1]	[kN/cm ²]	[cm]	[1]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.40716	0.0000	0.00000	0.40716	0.00	0.00000
0.27268	0.0066	0.38100	0.27268	0.0033	0.38100
0.18261	0.0120	0.61700	0.18261	0.0060	0.61700
0.12215	0.0170	0.76300	0.12215	0.0085	0.76300
0.08230	0.0220	0.85300	0.08230	0.0110	0.85300
0.05503	0.0260	0.91000	0.05503	0.0130	0.91000
0.03689	0.0310	0.94400	0.03689	0.0155	0.94400
0.02468	0.0350	0.96500	0.02468	0.0175	0.96500
0.01653	0.0390	0.97900	0.01653	0.0195	0.97900
0.01110	0.0440	0.98700	0.01110	0.0220	0.98700
0.00740	0.0480	0.99200	0.00740	0.0240	0.99200

Tab. 6.2: Variation CDP1 und CDP2

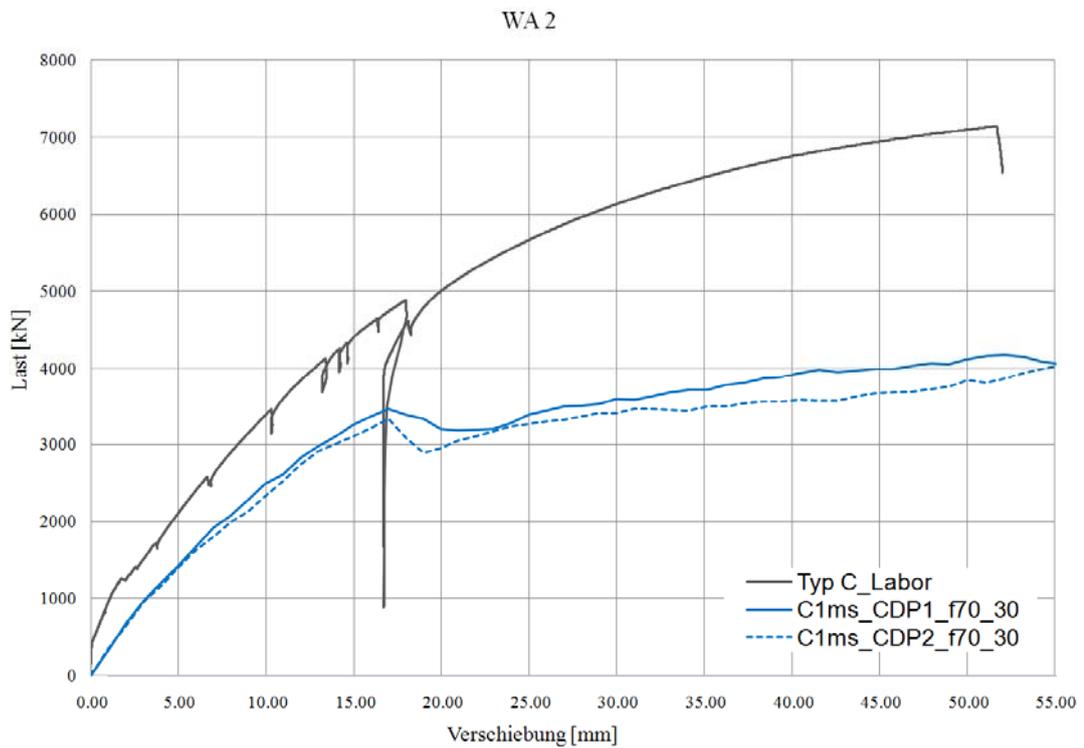


Abb. 6.24: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,7$ – Verschiebung

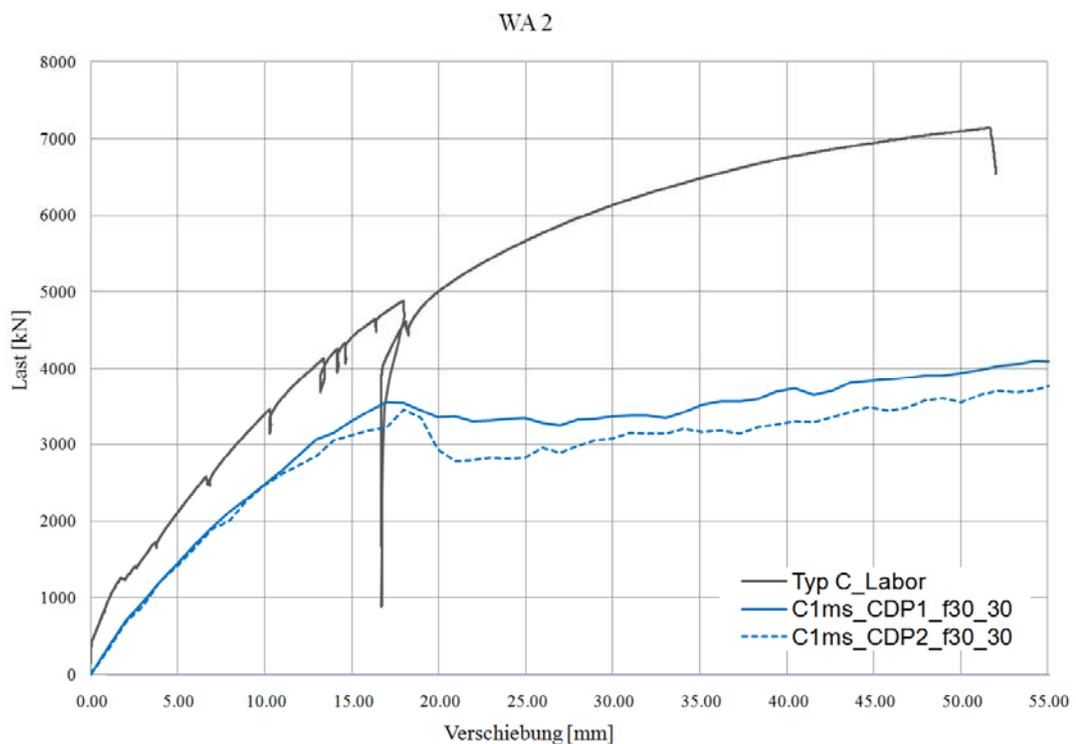


Abb. 6.25: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,3$ – Verschiebung

Wie Abb. 6.24 und Abb. 6.25 zeigen, führt die Halbierung der Rissdehnung zu einer schnelleren Abnahme der Zugfestigkeit des Betons. Das System verhält sich

somit weicher und der Beton entzieht sich schneller der Zugkraftübernahme. Die Folge ist ein markanterer Einbruch der Steifigkeit beim Versagen des Betons.

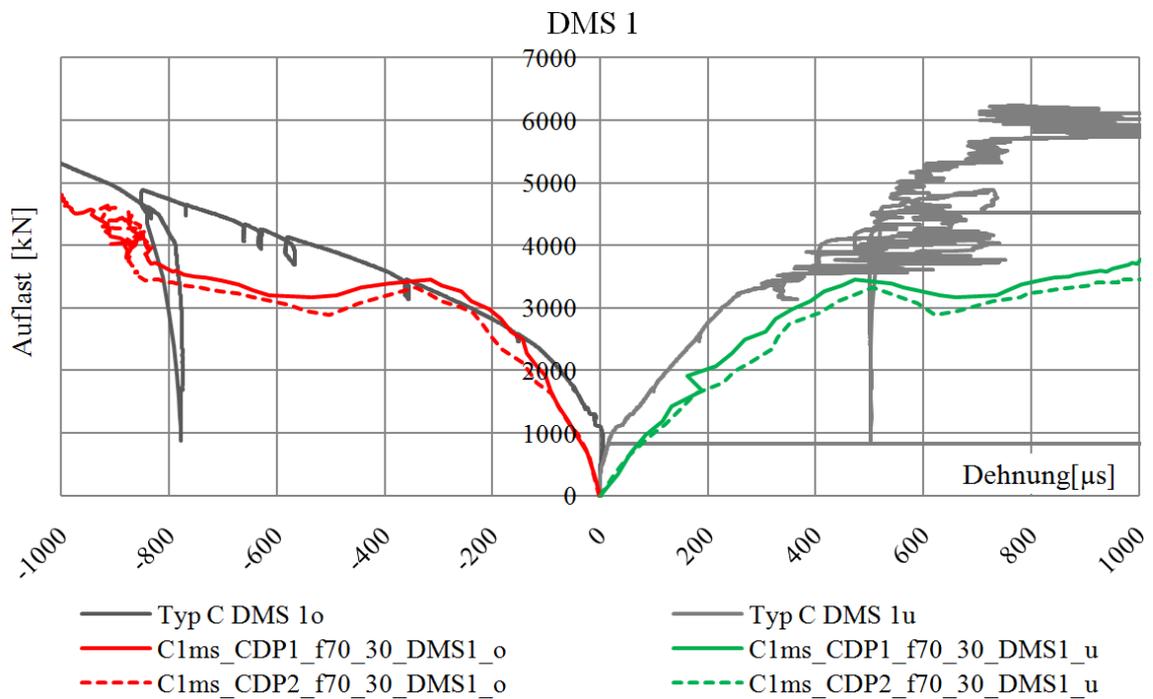


Abb. 6.26: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,7$ – Dehnung DMS 1

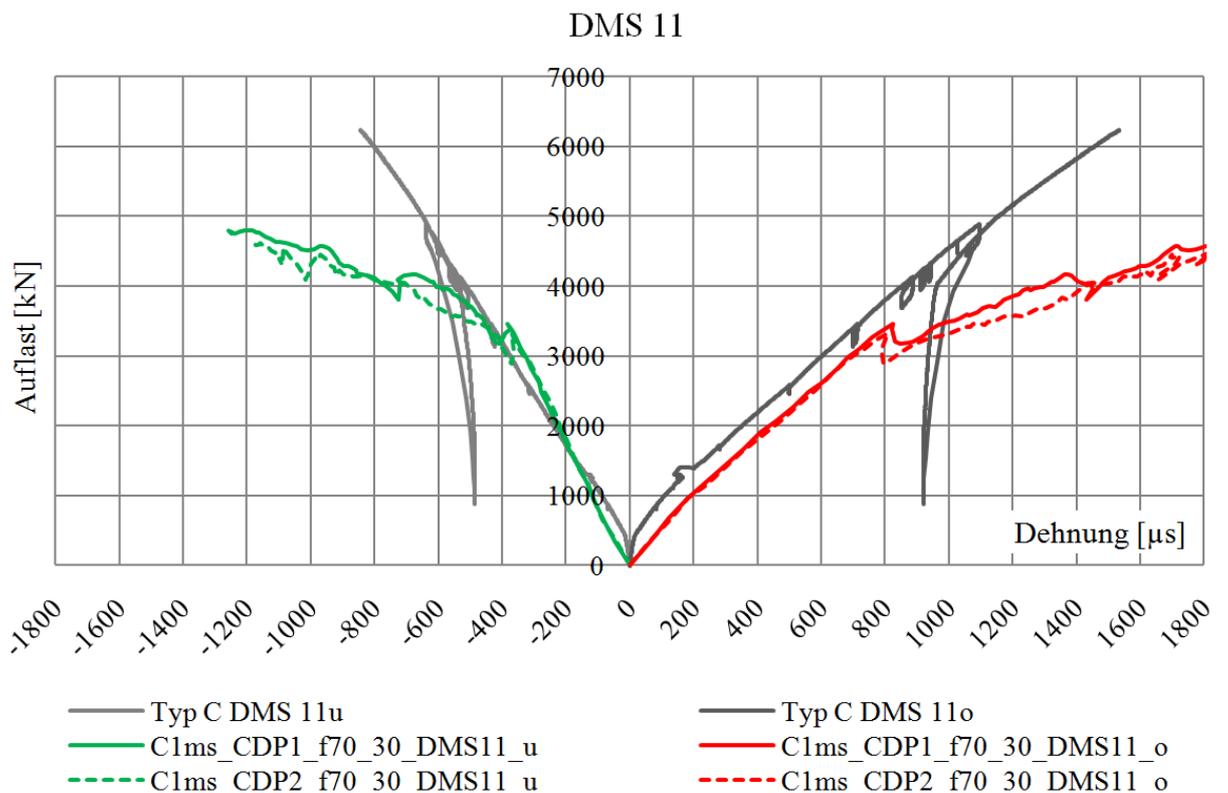


Abb. 6.27: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,7$ – Dehnung DMS 11

Auflager flacher, was größere Dehnungen bei derselben Auflast bedeutet. Es zeigt sich, dass es bei dem Materialmodell CDP2 im Bereich der Betondübel zu deutlich größeren Schädigungen kommt. Der Verbund zwischen Stahl und Beton wird dadurch in diesem Bereich deutlich früher geschwächt was zu einer Reduzierung der Steifigkeit und in Folge dessen zu einer Zunahme der Verformung führt.

Abb. 6.30 zeigt die Abnahme der Steifigkeit unter Zugbeanspruchung (den Damage Parameter für Zug).

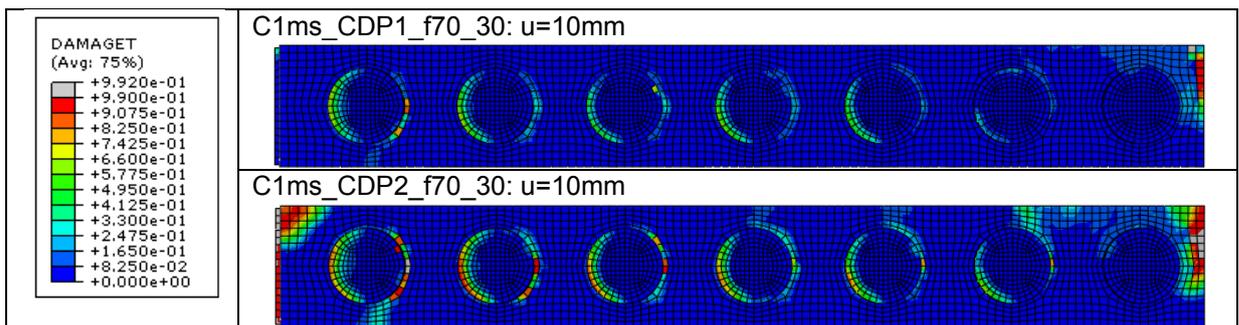


Abb. 6.30: Vergleich der Schädigung der Betondübel durch Zugbeanspruchung

Bei niedrigem ψ ist der beschriebene Effekt deutlich sichtbar, hebt man ψ jedoch an, hebt der Einfluss der zunehmenden Belastbarkeit des Betons andere Einflüsse auf. Schwankungen durch die Wahl des Zugverhaltens sind in Abb. 6.31 kaum zu erkennen.

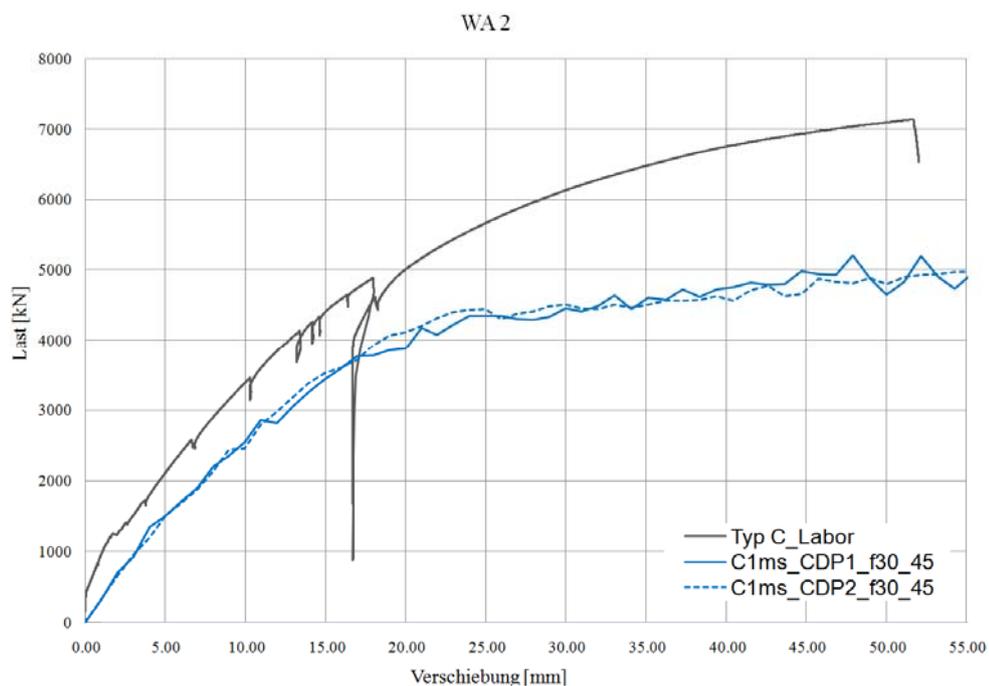


Abb. 6.31: Vergleich CDP1 und CDP2, $f = 30$, $\psi = 45^\circ$ – Verschiebung

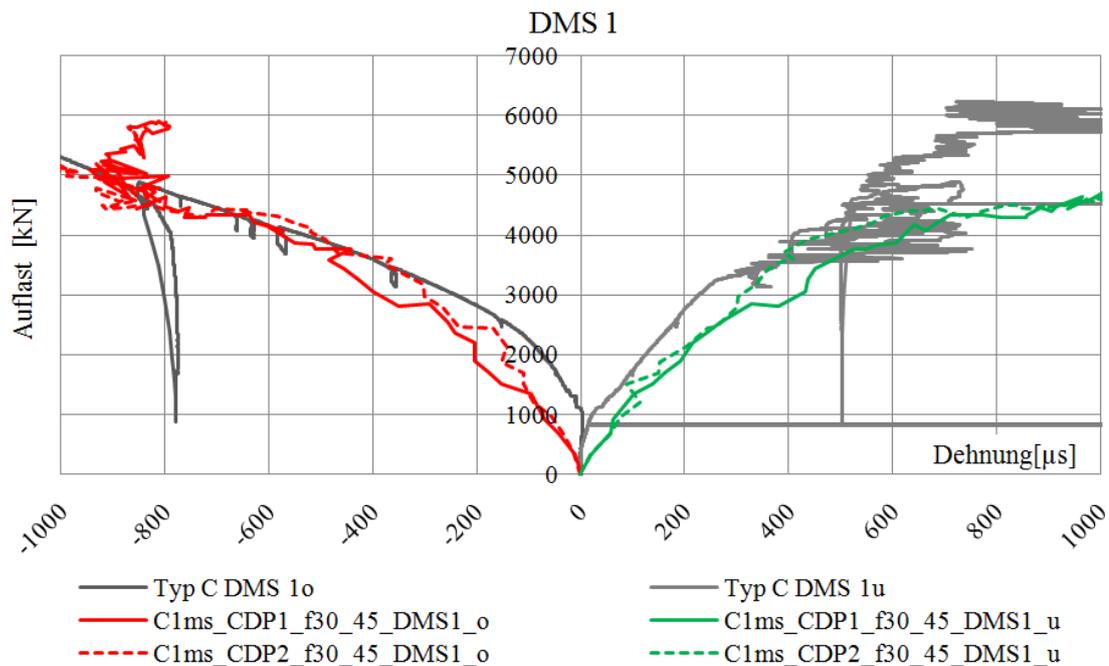


Abb. 6.32: Vergleich CDP1 und CDP2, $f = 30$, $\psi = 45^\circ$ – Dehnung DMS 1

Auch die Dehnungen (Abb. 6.32) im Auflagernähe werden durch die Anhebung des Dilation Angle soweit beeinflusst, dass die Effekte der Variation des Betonmodells verschwindend gering sind. Es kommt zwar zu kurzzeitigen, sprunghaften Abweichungen, die Verläufe nähern sich aber schnell wieder einander an.

6.3.1 Schlussfolgerung zum Einfluss des Betonmodells

Der Lastaufnahme des Betons unter Zugbeanspruchung kommt nur eine geringe Bedeutung zu, daher sind die Auswirkungen der Halbierung der Rissdehnung gering.

Die Steifigkeit des erstellten Modells ist generell etwas zu niedrig, daher kann durch eine reduzierte Mitwirkung des Betons bei Zugbeanspruchungen keine bessere Übereinstimmung des Modells mit dem Laborprüfkörper erzielt werden. Der elastische Bereich wird durch das Zugverhalten kaum beeinflusst, im Nachbruchbereich kommt es nach Halbierung der Rissdehnung teilweise zu verstärkten Steifigkeitsverlusten.

6.4 Zwischenbilanz

Um eine Wahl der durch die Variation der Belastungsgeschwindigkeit genauer zu untersuchenden Parametereinstellungen zu ermöglichen, werden die Abweichungen der bisherigen Berechnungsergebnisse verglichen.

Als Vergleichswerte werden die Flächen unter den Last-Verschiebung-Kurven des Wegaufnehmers WA2 herangezogen. Die Flächen werden näherungsweise mit der Trapezformel berechnet. Durch die Feinheit der Versuchsaufzeichnungen ist die Abweichung der Trapezfläche zur exakten Fläche vernachlässigbar gering. Die Differenzen der Flächen der Laboruntersuchung und der Flächen der Simulation werden betragsmäßig schrittweise aufsummiert. Damit ist sichergestellt, dass eine teilweise Überschreitung der Laborwerte sich nicht mit einer Unterschreitung aufhebt und eine bessere Übereinstimmung suggeriert als es tatsächlich der Fall ist.

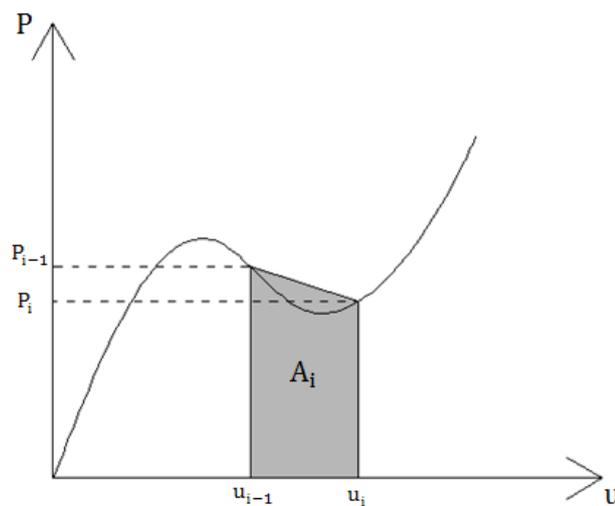


Abb. 6.33: Trapezformel

$$A_i = (u_i - u_{i-1}) \cdot \frac{P_i + P_{i-1}}{2} \quad \text{Gl. (6.1)}$$

$$\delta A_{B_j} = A_L - A_{B_j} \quad \text{Gl. (6.2)}$$

$$\text{Abweichung in \%} = \frac{\delta A_{B_j}}{A_L} \cdot 100 \quad \text{Gl. (6.3)}$$

A_L ...Fläche unter Messkurve aus dem Labor

A_{B_j} ...Fläche unter Berechnungskurve aus ABAQUS

Es wird neben dem gesamten Diagramm, welches Aufschlüsse über die generelle Gültigkeit des Modelles gibt, auch der elastische Bereich separat beurteilt. Dieser Bereich ist für die Nachweise des Brückenbaus von besonderem Interesse. Folgende Tabelle (Tab. 6.3) zeigt alle bisher durchgeführten Berechnungsvarianten und gibt die Abweichungen zu den Laborwerten in den beschriebenen Bereichen an.

		elastisch (u = 18mm)			bis Ende des Versuchs (u = 52mm)		
		A_i	δA_i	$\delta A/A_L$	A_i	δA_i	$\delta A/A_L$
1	C1ms_CDP1_f30_30	38862.9	15408.2	28.39	160634.7	107788.4	40.16
2	C1ms_CDP1_f30_35	39140.4	15130.7	27.88	172006.8	96416.3	35.92
3	C1ms_CDP1_f30_40	38389.1	15882.0	29.26	170974.3	97448.8	36.30
4	C1ms_CDP1_f30_45	40107.9	14163.2	26.10	195623.5	72799.6	27.12
5	C1ms_CDP1_f50_40	40054.7	14216.4	26.20	185741.2	82681.9	30.80
6	C1ms_CDP1_f50_45	39672.3	14598.7	26.90	196642.9	71780.2	26.74
7	C1ms_CDP1_f70_30	38258.5	16012.6	29.50	164868.0	103555.1	38.58
8	C1ms_CDP1_f70_35	38270.4	16000.7	29.48	171379.5	97043.6	36.15
9	C1ms_CDP1_f70_40	39028.4	15242.7	28.09	188035.0	80388.1	29.95
10	C1ms_CDP1_f70_45	38661.1	15609.9	28.76	191605.8	76817.3	28.62
11	C1ms_CDP2_f30_30	37203.1	17067.9	31.45	146748.4	121674.7	45.33
12	C1ms_CDP2_f30_40	38877.4	15393.7	28.36	178240.2	90182.9	33.60
13	C1ms_CDP2_f30_45	40326.3	13944.8	25.69	195504.7	72918.4	27.17
14	C1ms_CDP2_f50_30	37615.9	16655.2	30.69			
15	C1ms_CDP2_f50_35	38733.8	15537.2	28.63	169134.9	99288.2	36.99
16	C1ms_CDP2_f50_40	38658.9	15612.1	28.77	179443.8	88979.3	33.15
17	C1ms_CDP2_f50_45	39015.7	15255.3	28.11	190657.6	77765.5	28.97
18	C1ms_CDP2_f70_30	36714.5	17556.6	32.35	154889.8	113533.3	42.30
19	C1ms_CDP2_f70_35	38037.7	16233.4	29.91	167809.6	100613.5	37.48
20	C1ms_CDP2_f70_45	38655.4	15615.7	28.77	173443.7	94979.4	35.38

Tab. 6.3: Abweichungen

Alle bisherigen Berechnungen unterschätzen die Steifigkeit der Sandwichkonstruktion im elastischen Bereich um mindestens 25%. Die Variationen unterscheiden sich dabei um relativ wenige Prozent. Vergleicht man die Abweichungen der Verläufe bis zum Versuchsende, fällt die Streubreite der Ergebnisse wesentlich größer aus. Die größte Abweichung beträgt hier über 40%. Die Berechnung C1ms_CDP2_f50_30 brach frühzeitig (bei einer Durchbiegung von 20mm) ab und kann daher nur im elastischen Bereich verglichen werden. Sowohl im elastischen Bereich als auch im Vergleich der Last-Verschiebungs-Verläufe bis zum Versagen des Versuchskörpers schneiden die Simulationen C1ms_CDP1_f30_45 und C1ms_CDP2_f30_45 am besten ab.

Abb. 6.34 zeigt den Verlauf der Abweichung dieser zwei Berechnungen in Abhängigkeit der Durchbiegung. Man sieht, dass die Durchbiegung der Simulation ohne die reduzierte Rissdehnung im elastischen Bereich weniger von den Laborwerten abweicht. Im Nachbruchbereich scheint sich die Halbierung der Rissdehnung positiv auf die Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen des Laborprüfkörpers auszuwirken.

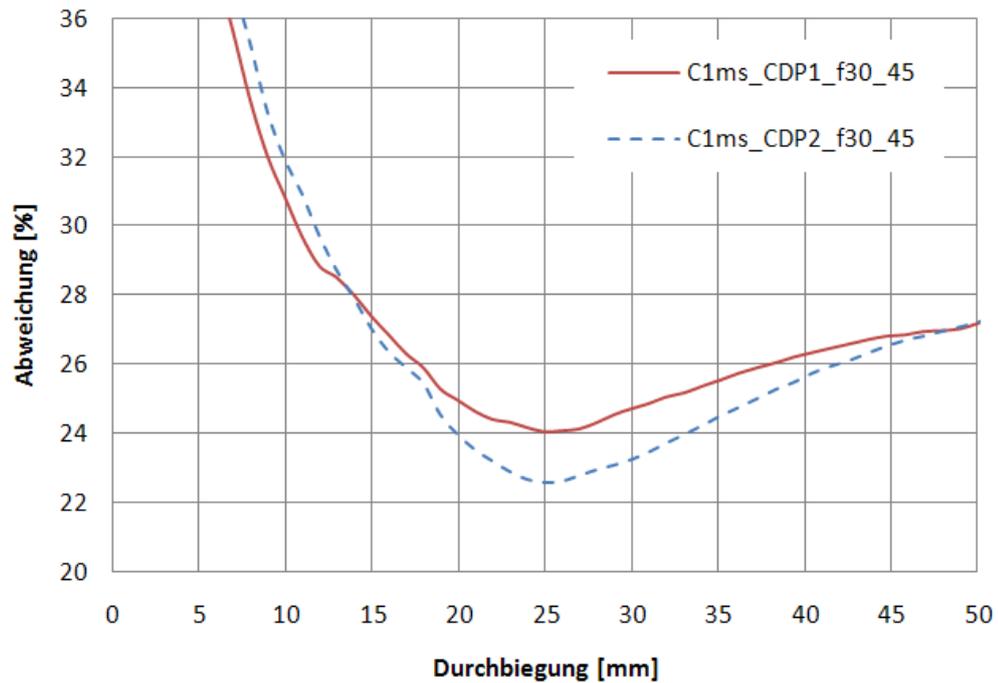


Abb. 6.34: Verlauf der Abweichungen

6.5 Einfluss Belastungsgeschwindigkeit

Neben den beiden Varianten mit der geringsten Abweichung (C1ms_CDP1_f30_45 und C1ms_CDP2_f30_45), werden auch C1ms_CDP1_f30_30 und C1ms_CDP2_f30_30 nochmals mit halbiertes Belastungsgeschwindigkeit berechnet. Somit soll der Einfluss dieses Parameters in Abhängigkeit des Dilation Angle beurteilt werden können. Abb. 6.35 zeigt die vier Berechnungen, die der Variation der Belastungsgeschwindigkeit unterworfen werden.

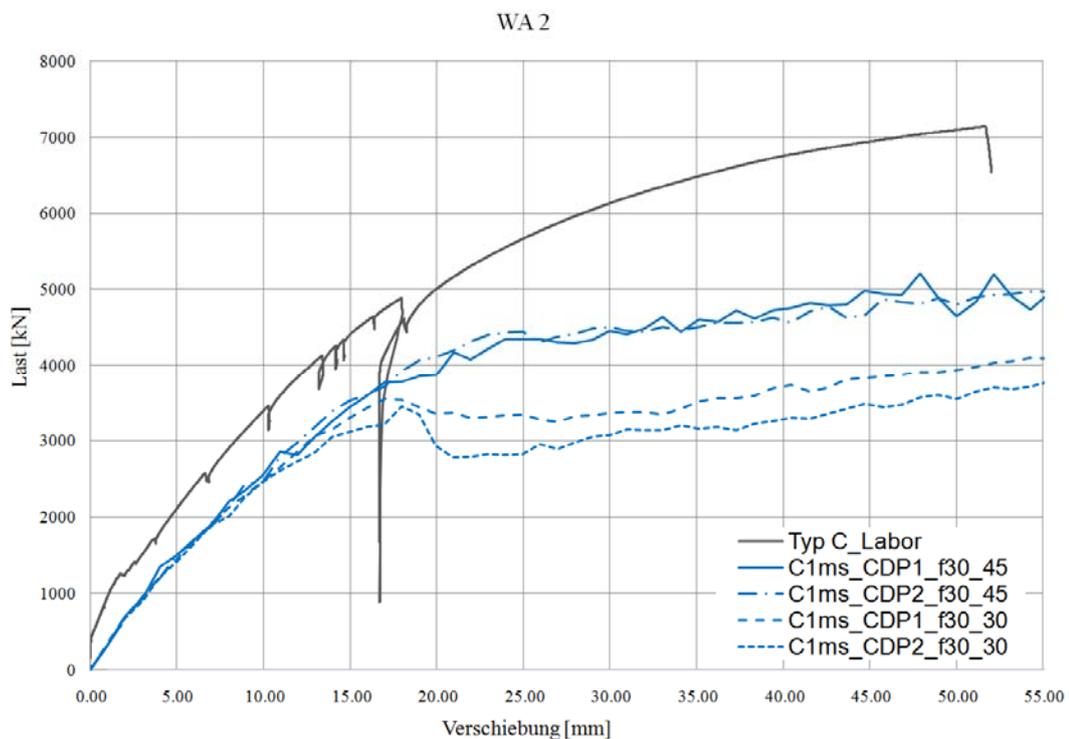


Abb. 6.35: Weiter untersuchte Variationen

Um die Belastungsgeschwindigkeit zu halbieren wird die *Time Period* des Belastungsschrittes im Modul Steps (Kapitel 5.4) auf 200 angehoben. Außerdem wird die Amplitude, welche den Verlauf der Lastaufbringung beschreibt, wie in Tab. 6.4 zu sehen ist angepasst. Daraus ergibt sich eine Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/s.

Time/Frequen z	Amplitude
0	0
200	1

Tab. 6.4: Amplitude 2

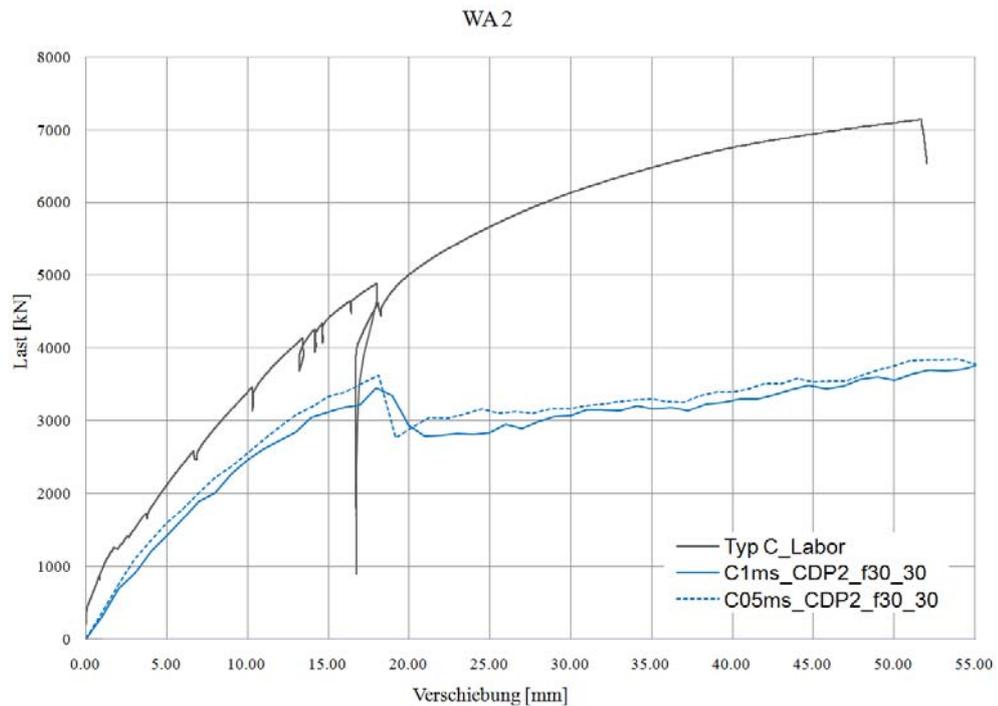


Abb. 6.36: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, $\psi = 30^\circ$, CDP2 – Verschiebung

Eine langsamere Belastung beeinflusst die Abweichungen der Durchbiegung um bis zu 5%. In Kombination mit dem Materialmodell CDP2 hat die Halbierung der Belastungsgeschwindigkeit zu einer deutlichen Abnahme der Steifigkeit geführt (Abb. 6.36). In Verbindung mit dem Materialmodell CDP1 ist eine Abweichung kaum bemerkbar (Abb. 6.39).

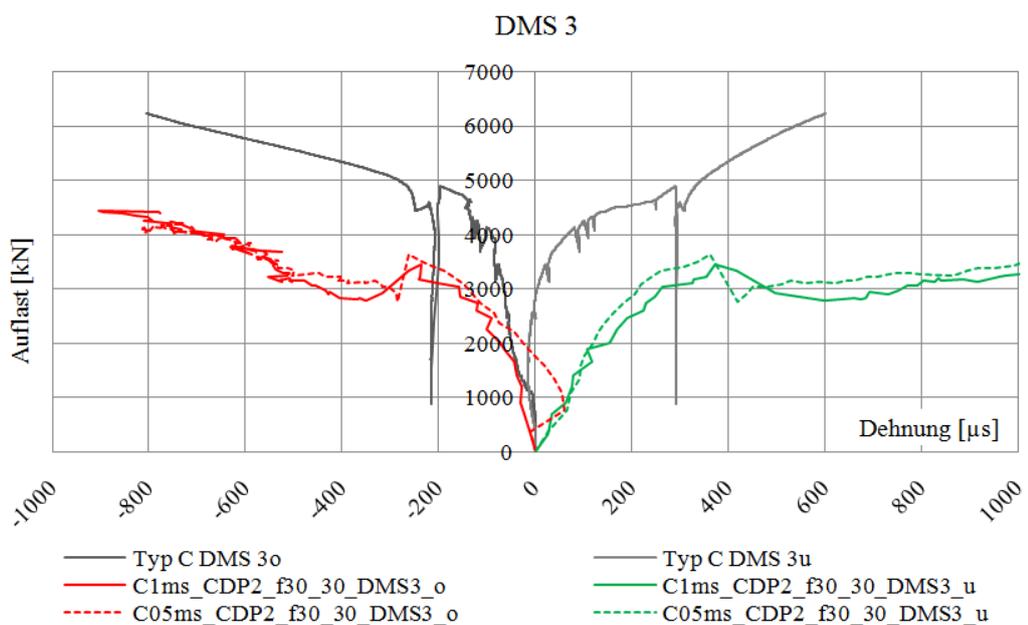


Abb. 6.37: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, $\psi = 30^\circ$, CDP2 – Dehnung DMS 3

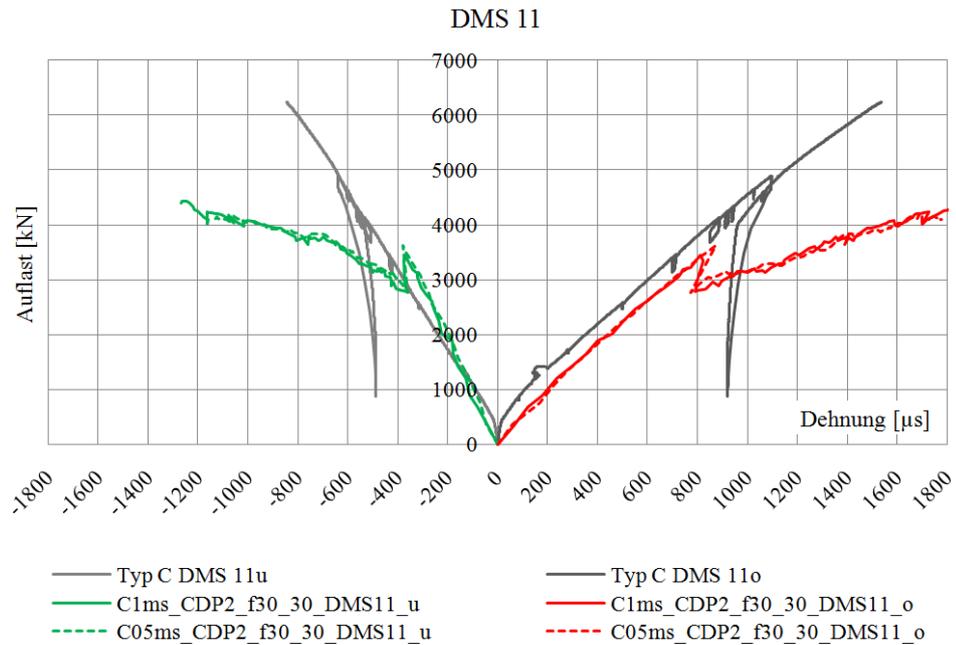


Abb. 6.38: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, $\psi = 30^\circ$, CDP2 – Dehnung DMS 11

Bei der Betrachtung der Dehnmessstreifen kann eine Beeinflussung durch die Belastungsgeschwindigkeit nur bei den Dehnmessungen nahe dem Auflager (DMS 1 - DMS 6, Abb. 6.37) beobachtet werden. Der Verlauf der Dehnungen in Feldmitte (DMS 9 - DMS 13) bleibt annähernd unverändert (Abb. 6.38).

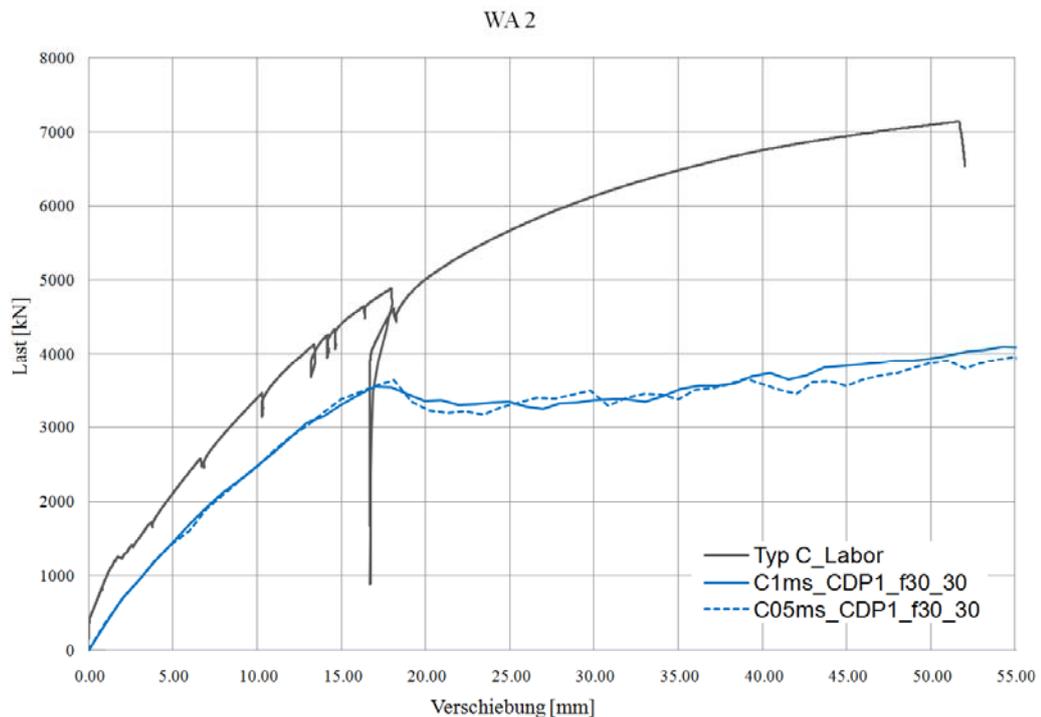


Abb. 6.39: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 30^\circ$, CDP1 – Verschiebung

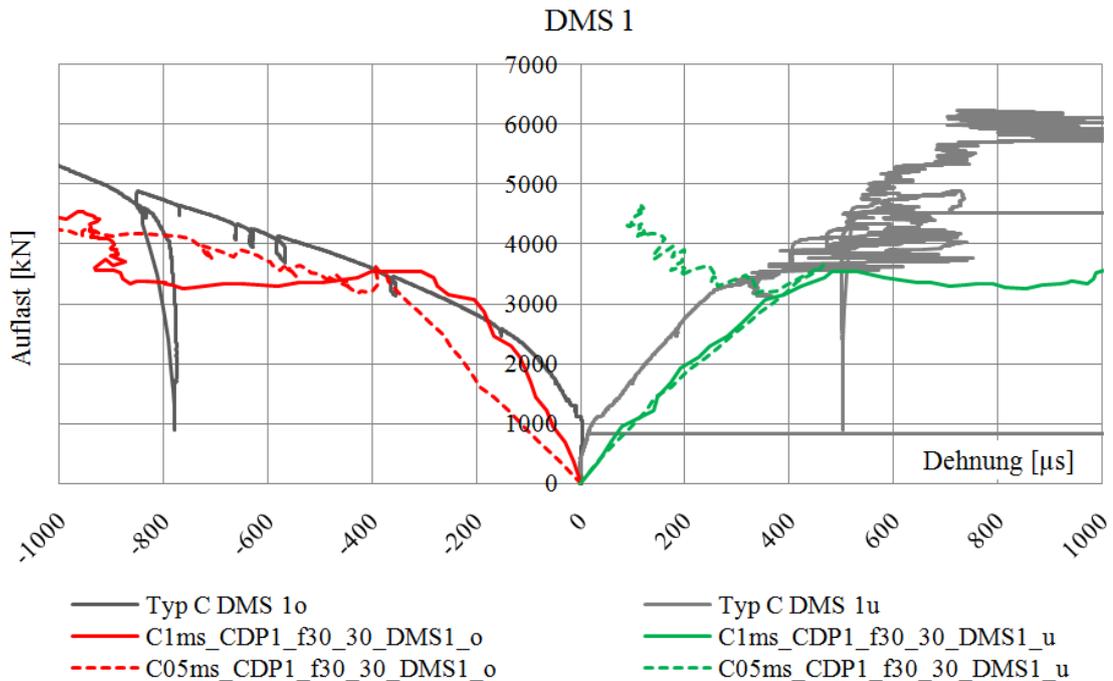


Abb. 6.40: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 30^\circ$, CDP1 – Dehnung DMS 1

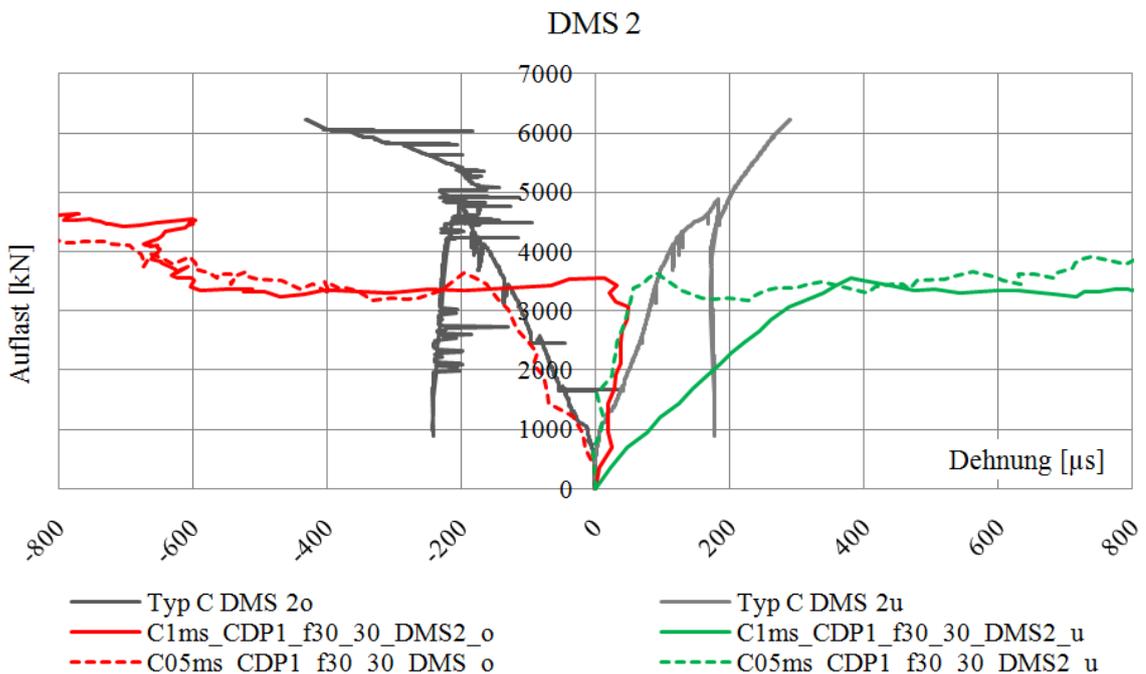


Abb. 6.41: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 30^\circ$, CDP1 – Dehnung DMS 2

Obwohl sich die Durchbiegung in Feldmitte der Simulation C1ms_CDP1_f30_30 und C05ms_CDP1_f30_30 nicht unterscheiden (siehe Abb. 6.39) weichen die Dehnmessungen dieser Berechnungen ganz deutlich voneinander ab. Abb. 6.40 zeigt DMS 1 dessen Verlauf nach der Halbierung der Belastungsgeschwindigkeit

weniger zum Verlauf des Versuchskörpers passt. Die Dehnungen des DMS 2 (Abb. 6 41) bildet diese wesentlich besser ab. Auch die übrigen DMS-Messungen zeigen teilweise bessere teilweise schlechtere Ergebnisse. In Summe scheinen sich die Abweichungen jedoch zu kompensieren wodurch die Durchbiegung in Feldmitte annähernd ident ist.

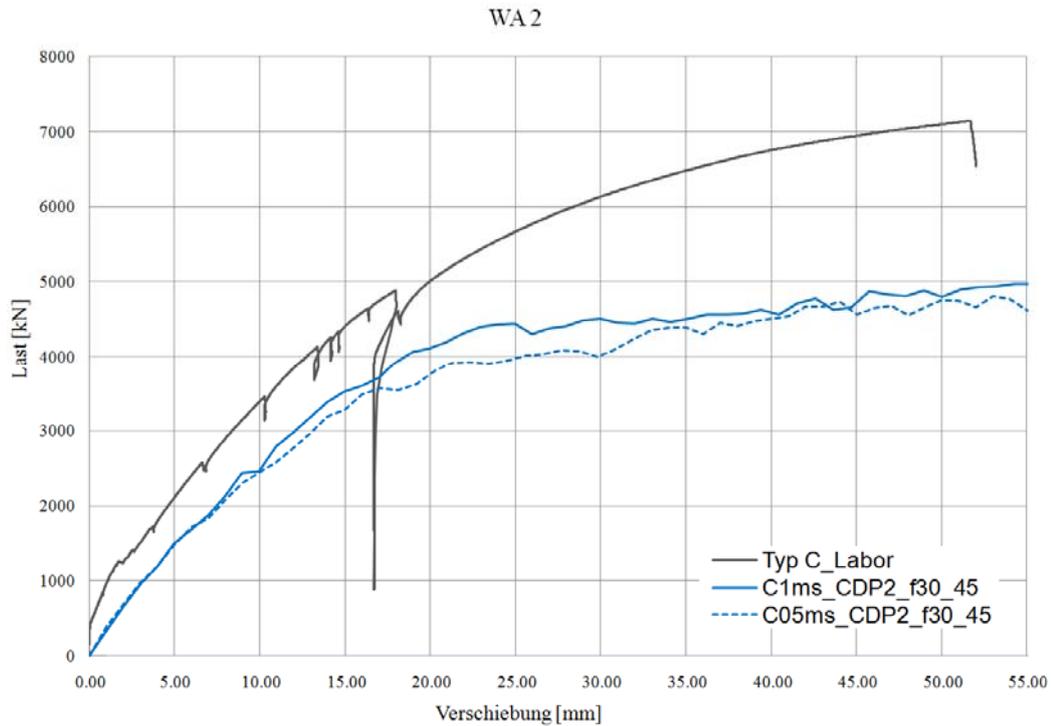


Abb. 6.42: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 45^\circ$ Verschiebung WA2

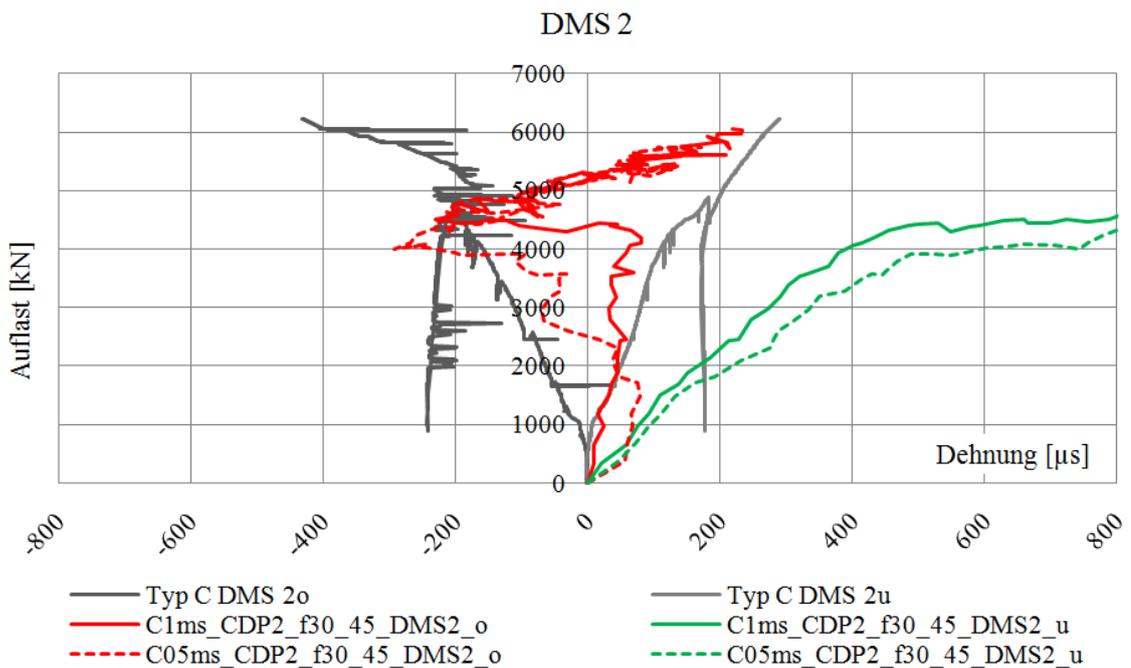


Abb. 6.43: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 45^\circ$ Dehnung DMS 2

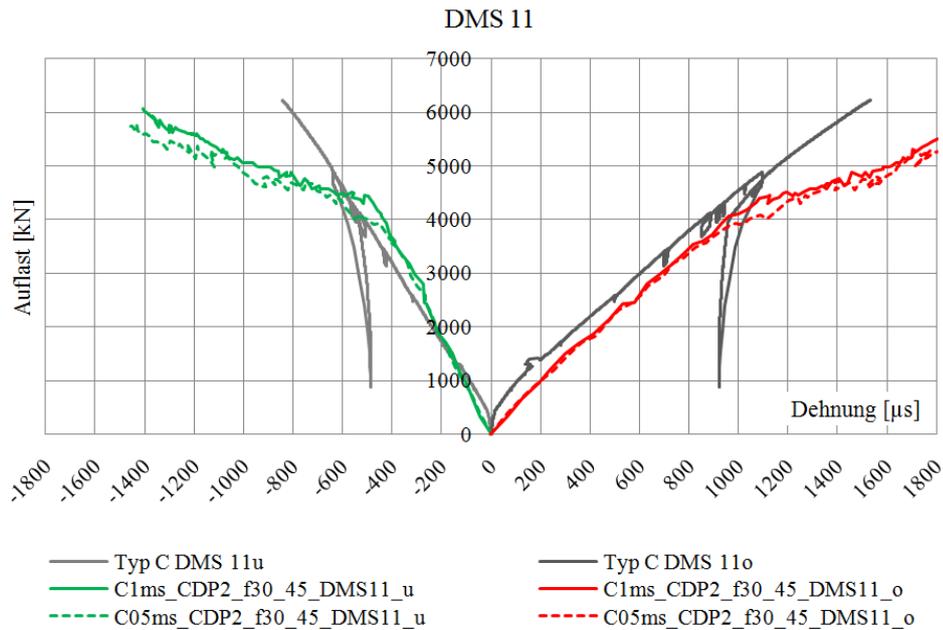


Abb. 6.44: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 45^\circ$ Dehnung DMS 11

Der Vergleich der Simulationen mit einem Dilation Angle von $\psi = 45^\circ$ bestätigt die Erkenntnis, dass es durch die Reduzierung der Belastungsgeschwindigkeit tendenziell zu größeren Verformungen kommt. Abermals nehmen die bei WA2 gemessenen Durchbiegung (Abb. 6.42) und die Dehnungen im Bereich des Auflagers (Abb. 6.43) zu, die Messungen der übrigen DMS (Abb. 6.44) bleiben annähernd gleich.

Die Berechnung von C05ms_CDP1_f30_45 konnte nicht durchgeführt werden, da sie mehrmals nach wenigen Berechnungsschritten vom Programm abgebrochen wurde.

6.5.1 Schlussfolgerung zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit

Durch die Halbierung der Belastungsgeschwindigkeit entsteht im Hinblick auf die Verschiebungsmessungen des WA2 eine Verschlechterung der Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen des Laborversuchs. Bei zwei der drei Simulationen kommt es zu einer Zunahme der Verformungen, die dritte Berechnung zeigt durch die Reduktion der Belastungsgeschwindigkeit keine Veränderung der Verschiebungsmessung.

Der Vergleich der Dehnungen zeigt großteils ein analoges Bild zu dem der Verschiebungen. Generell wirkt sich die Halbierung der Belastungsgeschwindigkeit entweder nicht oder negativ aus. Nur vereinzelt kommt es zu einer deutlich besseren Übereinstimmung.

6.6 Höhenanpassung

Das FE-Modell in ABAQUS wurde anhand der Produktionspläne (Kapitel 10.1) der Sandwichplatte erstellt. Aufgrund von Fertigungsungenauigkeiten kam es jedoch zu geringen Abweichungen. So betrug der Mittelwert über die Höhen entlang der Platte des Versuchskörpers Typ C 206mm statt der planmäßigen 200mm. Das entspricht einer Abweichung von 3%. Mit dieser Geometrieabweichung könnte ein Teil der Simulationsabweichung begründet werden.

6.6.1 Theoretische Betrachtung

Das Verhältnis von Steifigkeit zu Bauhöhe bzw. Biegenormalspannung zu Bauhöhe variiert mit der Modellannahme.

Bei einem Rechteckquerschnitt geht eine Steigerung der Höhe kubisch in die Steifigkeit ein.

$$\frac{I_2}{I_1} = \frac{\frac{b \cdot (h \cdot x)^3}{12}}{\frac{b \cdot h^3}{12}} = x^3 \quad \text{Gl. (6.4)}$$

In die Ermittlung des Trägheitsmoments eines Zweipunktquerschnittes geht lediglich der Steineranteil ein. Daher wirkt sich bei dieser Querschnittsform eine Steigerung der Bauhöhe quadratisch auf das Trägheitsmoment aus.

Für die Steifigkeit der Sandwichplatte sind hauptsächlich die Stahlelemente zuständig, was einem Zweipunktquerschnitt sehr nahe kommt.

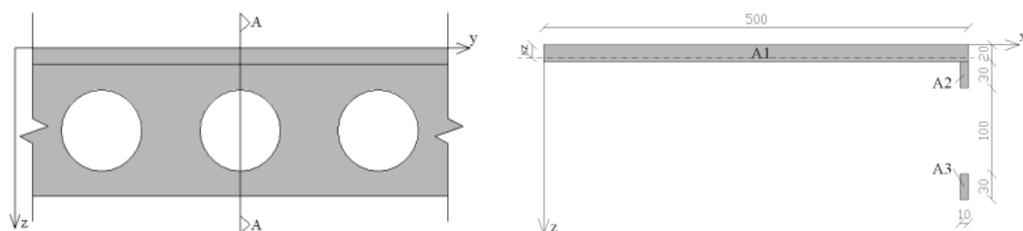


Abb. 6.45: Trägheitsmoment Stahlquerschnitt

	b_i	h_i	z_i	A_i	I_i	$A_i \cdot z_i$	$A_i \cdot z_i^2$
A_1	500	20	10	10000	333333.333	100000	1000000
A_2	10	30	35	300	22500	10500	367500
A_3	10	30	165	300	22500	49500	8167500
Σ				10600	378333.333	160000	9535000

Tab. 6.5: Querschnittswerte

$$z_s = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{160000}{10600} = 15,09 \text{ mm} \quad \text{Gl. (6.5)}$$

$$I_S = \sum I_i + \sum A_i z_i^2 - \sum A_i \cdot z_s^2 = 378333 + 9535000 - 10600 \cdot 15,09^2 = 7498239 \text{ mm}^4 \quad \text{Gl. (6.6)}$$

$$I_{\text{Ges}} = 2 \cdot I_S + 2 \cdot \sum A_i \cdot \left(\frac{h}{2} - z_s\right)^2 \quad \text{Gl. (6.7)}$$

h	I_{Ges}	h/h_{200}	I/I_{200}	n
200	167826667	1.00	1.00	
206	178817467	1.03	1.07	2.146
220	205946667	1.10	1.23	2.148

Tab. 6.6: Steigerungsfaktor

$$\left(\frac{h}{h_{200}}\right)^n = \frac{I}{I_{200}} \quad \text{Gl. (6.8)}$$

$$n = \frac{\ln\left(\frac{I}{I_{200}}\right)}{\ln\left(\frac{h}{h_{200}}\right)} \quad \text{Gl. (6.9)}$$

Das Trägheitsmoment wird durch den Einfluss des Steineranteils dominiert, was durch die Hochzahl n deutlich wird. Bei einem idealen Zweipunktquerschnitt ist $n = 2$ bei einem idealen Rechteckquerschnitt ist $n = 3$. Mit $n = 2,15$ liegt man sehr nahe bei einem Zweipunktquerschnitt.

Geht man von einer konstanten Plattenhöhe in Längsrichtung des Versuchskörpers aus, müsste man die sich laut der theoretischen Annahme aus den Simulationen ergebenden Auflagerlasten um 7% steigern (siehe Gl. (6.10)-Gl. (6.12)) um sie mit dem Laborversuch vergleichbar zu machen.

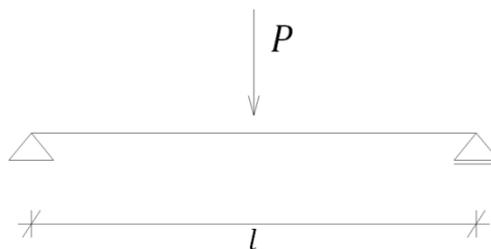


Abb. 6.46: Einfeldträger

$$u_{z,m} = \frac{P \cdot l^3}{48EI} \quad \text{Gl. (6.10)}$$

$$\frac{(P_1 \cdot l^3)}{48EI} = \frac{P_2 \cdot l^3}{48EI \cdot 1,07} \quad \text{Gl. (6.11)}$$

$$P_2 = P_1 \cdot 1,07 \quad \text{Gl. (6.12)}$$

6.6.2 Überprüfung

Um die Gültigkeit dieser Annahme zu überprüfen wird ein Modell mit einer um 10% konstant über die Stützweite gesteigerten Höhe berechnet und mit dem bereits berechneten Modell verglichen. Bei der zuvor angenommenen Abhängigkeit, sollte eine Laststeigerung um 23% eintreten.

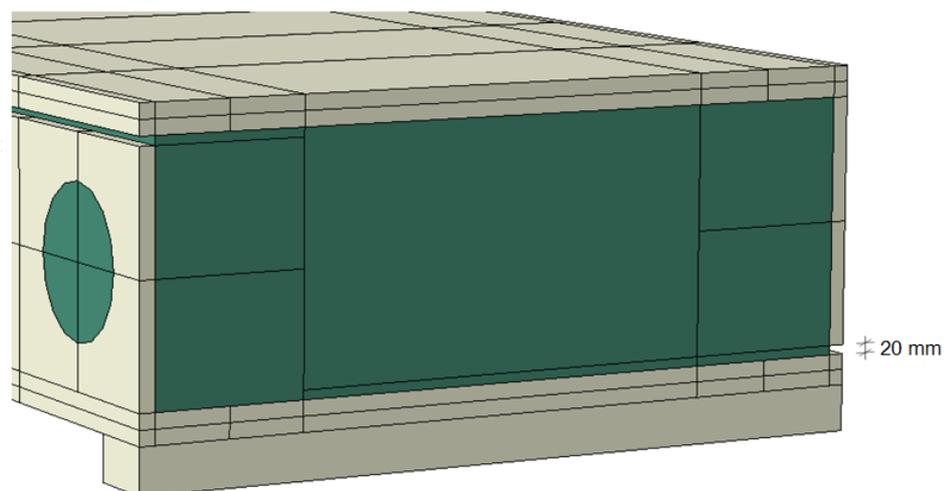


Abb. 6.47: erhöhtes Modell

Bei der Änderung der Bauteilhöhe wird davon ausgegangen, dass ein Luftspalt zwischen dem Ober- und Unterteil des Sandwichelements verbleibt (Abb. 6.47). Lediglich die Abmessungen der Betonelemente verändern sich.

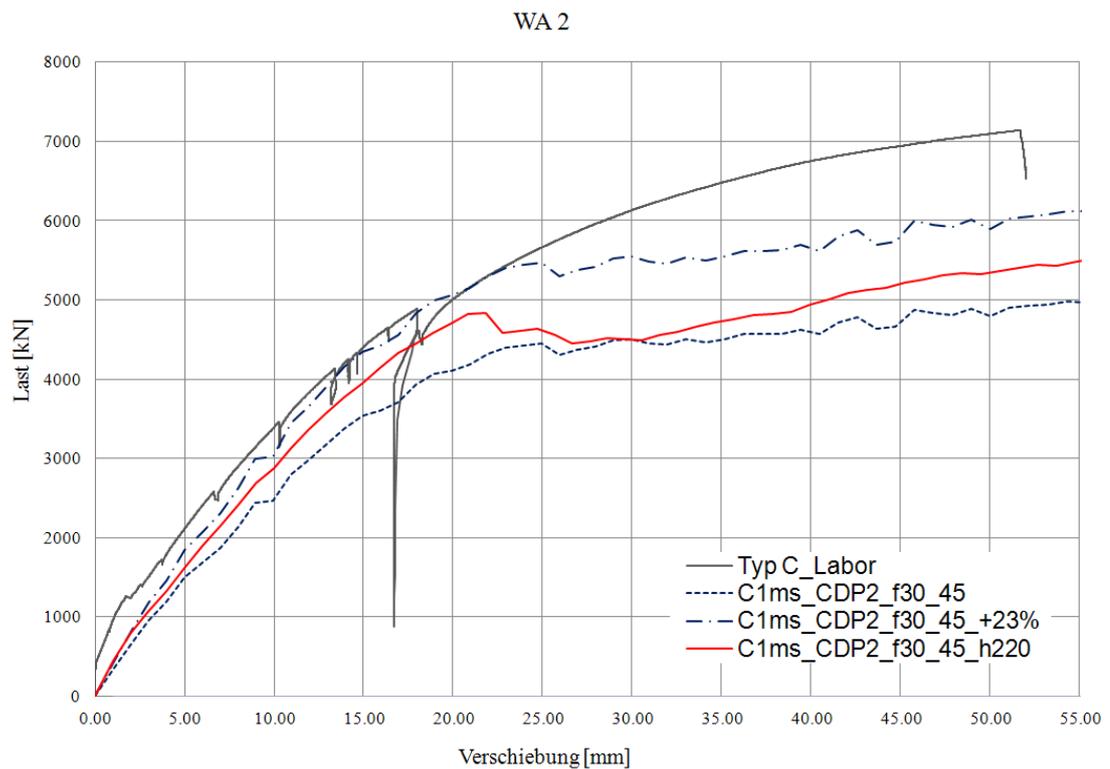


Abb. 6.48: Vergleich Höhenabweichung ($h=220\text{mm}$)

Abb. 6.48 zeigt die an der Stelle des Wegaufnehmers WA2 ermittelten Last-Verschiebungs-Linien des Laborversuchs (Typ C_Labor), des ursprünglichen Modells (C1ms_CDP2_f30_45) und des Modells mit gesteigerter Bauteilhöhe (C1ms_CDP2_f30_45_h220). Der zusätzlich eingezeichnete Verformungsverlauf mit der Bezeichnung C1ms_CDP2_f30_45_+23% entsteht aus der ursprünglichen Simulation C1ms_CDP2_f30_45 indem die Auflast, bei gleichbleibender Verschiebung, um die zuvor ermittelten 23% gesteigert wird.

Wie in Abb. 6.48 zu sehen ist, überschätzt dieser Anpassungsfaktor die Laststeigerung des Modells deutlich. Im elastischen Bereich kann die tatsächliche Auswirkung der Steigerung der Bauteilhöhe untersucht werden. Im Nachbruch-Bereich kommt es jedoch zu einem vorübergehenden Lasteinbruch, der eine Interpretation nicht möglich macht.

Um den Zusammenhang zwischen Bauteilhöhe und Steifigkeit und die Gültigkeit der zuvor ermittelten Laststeigerungsfaktoren besser beurteilen zu können wird ein weiteres Modell mit einer Höhe von 206 mm erstellt. Auch wenn es nicht gelingen sollte eine allgemein gültige Aussage über die beschriebene Abhängigkeit zu finden, wird voraussichtlich ein Anpassungsfaktor für die bisherig durchgeführten Berechnungen ablesbar sein.

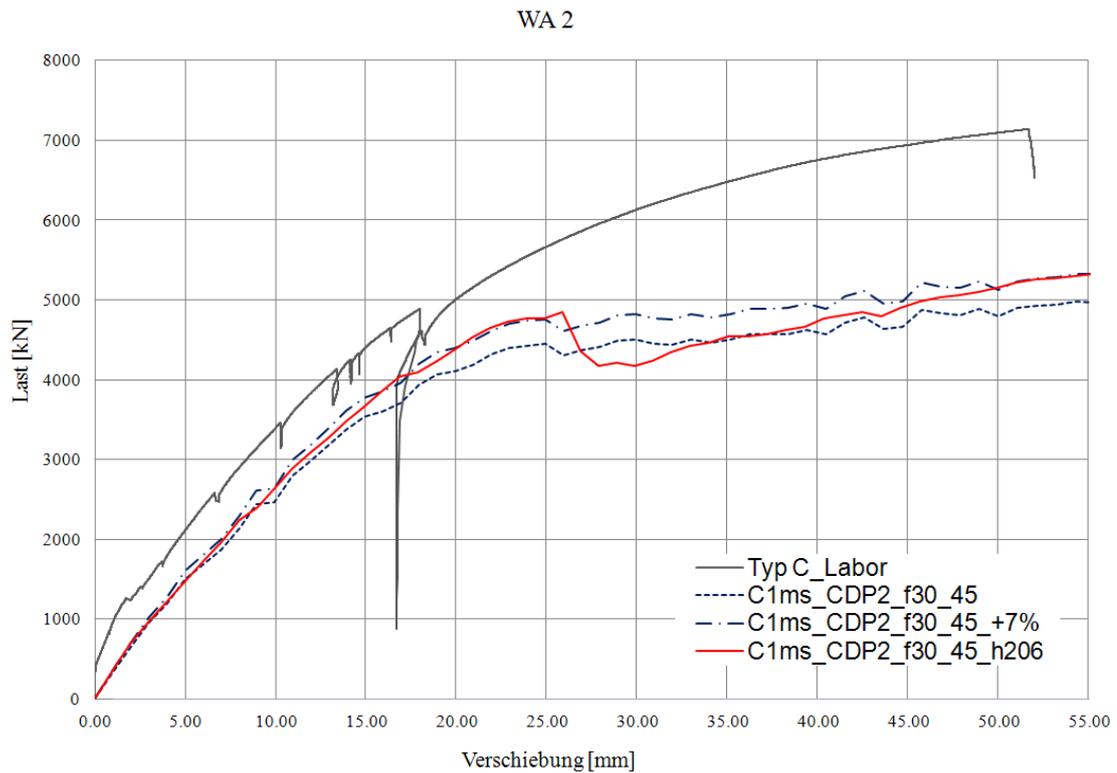


Abb. 6.49: Vergleich Höhenabweichung (h=206mm)

Auch bei dieser Berechnung kann nur ein Vergleich im elastischen Bereich vorgenommen werden, da es im Nachbruchbereich abermals zu einem plötzlichen Abfall der Auflast kommt.

Für den Vergleich werden die Belastungen des planmäßigen Modells mit jenen der variierten Bauteilhöhen nach jedem eingebrachten Millimeter Durchbiegung verglichen. Aus diesen Abweichungen (ΔF) wird im elastischen Bereich der Mittelwert ($\mu\Delta F$) gebildet (Tab. 6.7).

u [mm]	h=220 mm		h=206 mm	
	ΔF [%]	$\mu\Delta F$ [%]	ΔF [%]	$\mu\Delta F$ [%]
0	0.0	0.0	0.0	0
1	30.6	30.6	6.0	6.0
2	20.2	25.4	6.2	6.1
3	12.3	21.0	0.5	4.3
4	12.0	18.8	3.2	4.0
5	7.3	16.5	-1.8	2.8
6	12.3	15.8	2.0	2.7
7	14.5	15.6	4.6	3.0
8	13.1	15.3	4.7	3.2
9	10.4	14.7	-1.5	2.7
10	17.1	15.0	7.5	3.2
11	11.9	14.7	3.1	3.2
12	13.1	14.6	3.9	3.2
13	12.7	14.4	2.9	3.2
14	11.5	14.2	2.8	3.2
15	11.7	14.0	3.7	3.2
16	15.0	14.1	7.1	3.5
17	17.0	14.3	8.9	3.8
18	13.4	14.2	4.0	3.8
19	12.8	14.2	3.9	3.8
20	14.5	14.2	6.2	3.9
21	14.9	14.2	8.2	4.1
22	12.3	14.1	7.7	4.3

Tab. 6.7: Abweichung der Simulation – Verschiebung WA 2

Im elastischen Bereich kommt es bei dem Modell mit einer Höhe von 220 mm bei gleicher Durchbiegung zu einer größeren Belastung und somit zu einer Steifigkeitszunahme von rund 14%. Diese fällt damit deutlich niedriger aus als zuvor mit 23% angenommen wurde. Auch das Versuchsnahe Modell mit einer Höhe von 206 mm kommt nicht an den berechneten Faktor aus Tab. 6.6 heran. Mit der mittleren Steifigkeitszunahme von 3-4% erreicht dieses Modell nur rund die Hälfte der zuvor Abgeschätzten 7%.

Die Ursache dieser Abweichung liegt in der vereinfachten Annahme des starren Verbunds zwischen Ober- und Unterteil. Mit dieser Annahme wird der obere Grenzwert der höhenabhängigen Steifigkeitszunahme beschrieben. Eine vertikale Kopplung der Stahlteilquerschnitte ohne Schubkraftübertragung (ohne Verbund) (Abb. 6.50) ist unabhängig von der Bauteilhöhe (h) und erzeugt somit den unteren Grenzwert des Anpassungsfaktors (θ).

$$1,0 \leq \theta \leq 1,07$$

Gl. (6.13)

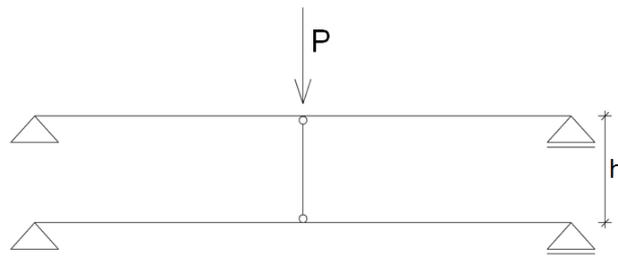


Abb. 6.50: Funktionsskizze - Träger ohne Verbund

Durch die Stauchung des Betons kommt es zu einer Relativbewegung zwischen Ober- und Unterteil und somit liegt ein elastischer Verbund vor. Der gesuchte Anpassungsfaktor muss demnach zwischen den festgelegten Grenzwerten (Gl. (6.13)) liegen.

Da mit dem Referenzmodell ein plausibler Wert innerhalb der Grenzwerte von 1,0 und 1,07 gefunden wurde, wird dieses Phänomen hier nicht weiter untersucht. Die Auflagerreaktionen der bisher durchgeführten Berechnungen werden mit dem ermittelten Laststeigerungsfaktor von $\theta = 1,035$ beaufschlagt.

	elastisch (u = 18mm)			bis Ende des Versuchs (u = 52mm)		
	A_i	δA_i	$\delta A/A_L$	A_i	δA_i	$\delta A/A_L$
C1ms_CDP1_f30_30	38862.9	15408.2	28.39	160634.7	107788.4	40.16
C1ms_CDP1_f30_35	39140.4	15130.7	27.88	172006.8	96416.3	35.92
C1ms_CDP1_f30_40	38389.1	15882.0	29.26	170974.3	97448.8	36.30
C1ms_CDP1_f30_45	40107.9	14163.2	26.10	195623.5	72799.6	27.12
C1ms_CDP1_f50_40	40054.7	14216.4	26.20	185741.2	82681.9	30.80
C1ms_CDP1_f50_45	39672.3	14598.7	26.90	196642.9	71780.2	26.74
C1ms_CDP1_f70_30	38258.5	16012.6	29.50	164868.0	103555.1	38.58
C1ms_CDP1_f70_35	38270.4	16000.7	29.48	171379.5	97043.6	36.15
C1ms_CDP1_f70_40	39028.4	15242.7	28.09	188035.0	80388.1	29.95
C1ms_CDP1_f70_45	38661.1	15609.9	28.76	191605.8	76817.3	28.62
C1ms_CDP2_f30_30	37203.1	17067.9	31.45	146748.4	121674.7	45.33
C1ms_CDP2_f30_40	38877.4	15393.7	28.36	178240.2	90182.9	33.60
C1ms_CDP2_f30_45	40326.3	13944.8	25.69	195504.7	72918.4	27.17
C1ms_CDP2_f50_30	37615.9	16655.2	30.69			
C1ms_CDP2_f50_35	38733.8	15537.2	28.63	169134.9	99288.2	36.99
C1ms_CDP2_f50_40	38658.9	15612.1	28.77	179443.8	88979.3	33.15
C1ms_CDP2_f50_45	39015.7	15255.3	28.11	190657.6	77765.5	28.97
C1ms_CDP2_f70_30	36714.5	17556.6	32.35	154889.8	113533.3	42.30
C1ms_CDP2_f70_35	38037.7	16233.4	29.91	167809.6	100613.5	37.48
C1ms_CDP2_f70_45	38655.4	15615.7	28.77	173443.7	94979.4	35.38
C05ms_CDP1_f30_30	36845.5	17425.5	32.11	163321.6	105101.5	39.16
C05ms_CDP2_f30_30	37929.7	16341.4	30.11	158402.9	110020.2	40.99
C05ms_CDP2_f30_45	36604.2	17666.9	32.55	191540.0	76883.1	28.64

Tab. 6.8: Abweichung nach Höhenanpassung

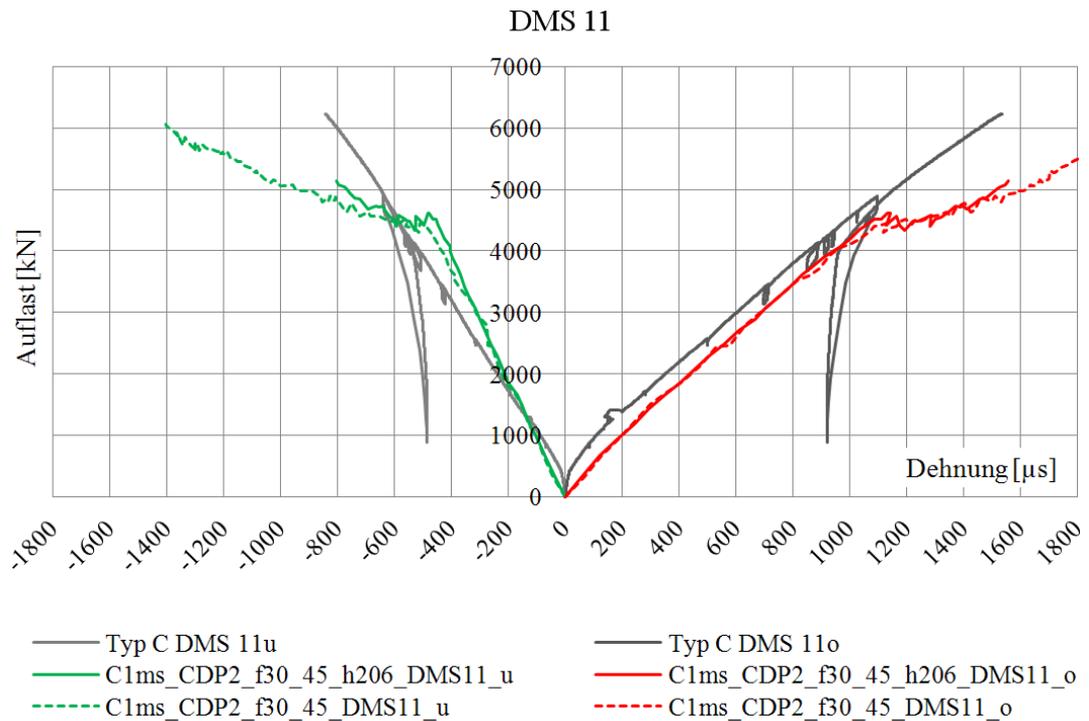


Abb. 6.52: Vergleich Dehnungen DMS11 mit Modell h=206mm

Ein auf alle Dehnungsmessungen anwendbarer Anpassungsfaktor kann aus diesem Vergleich nicht ermittelt werden. Die Bestimmung eines solchen Wertes würde umfangreichere Berechnungen notwendig machen, die jedoch den Nutzen übersteigen, da eine Interpretation der Dehnungsmessungen auch ohne Anpassung möglich ist.

6.7 Endschlupf

Der Endschlupf (Abb. 6.53) ist ein Maß für den Grad der Verdübelung und somit der Wirksamkeit der Dübelleiste. Je geringer der Endschlupf ausfällt umso besser werden Schubkräfte durch die Schubdübelleisten, die die Stahlbleche mit dem Betonkern verbinden, übertragen.

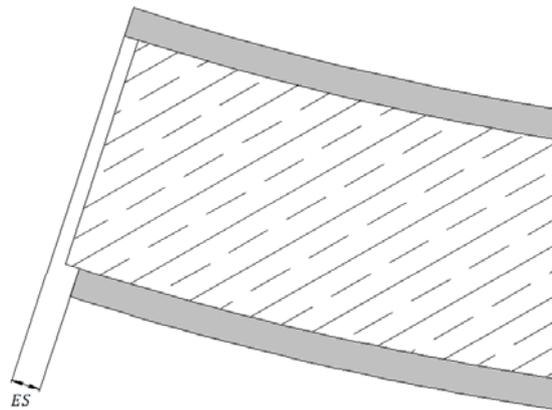


Abb. 6.53: Endschlupf

Bei den Versuchskörpern im Labor konnte diese Relativverschiebung ES direkt gemessen werden. Sie wird mit Gl. (6.16) in einen Endschlupfwinkel κ umgerechnet (Abb. 6.54).

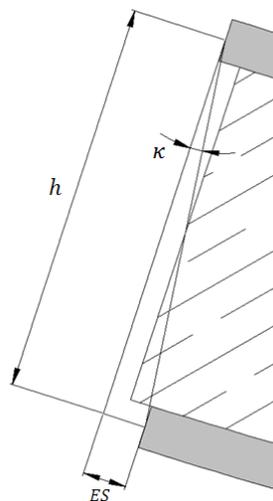


Abb. 6.54: Endschlupfwinkel

$$\tan(\kappa) = \frac{ES}{h}$$

Gl. (6.16)

Um den Endschlupf bei den Berechnungen zu bestimmen wurde an zwei Punkten (WA9o und WA9u) der Modelle die Horizontalverschiebung gemessen. Aus der Relativverschiebung $\delta WA9$ lässt sich ein Enddrehwinkel α berechnen der jedoch noch mit dem Endtangentialwinkel β angepasst werden muss (Gl. (6.17)).

$$\kappa = \beta - \alpha \quad \text{Gl. (6.17)}$$

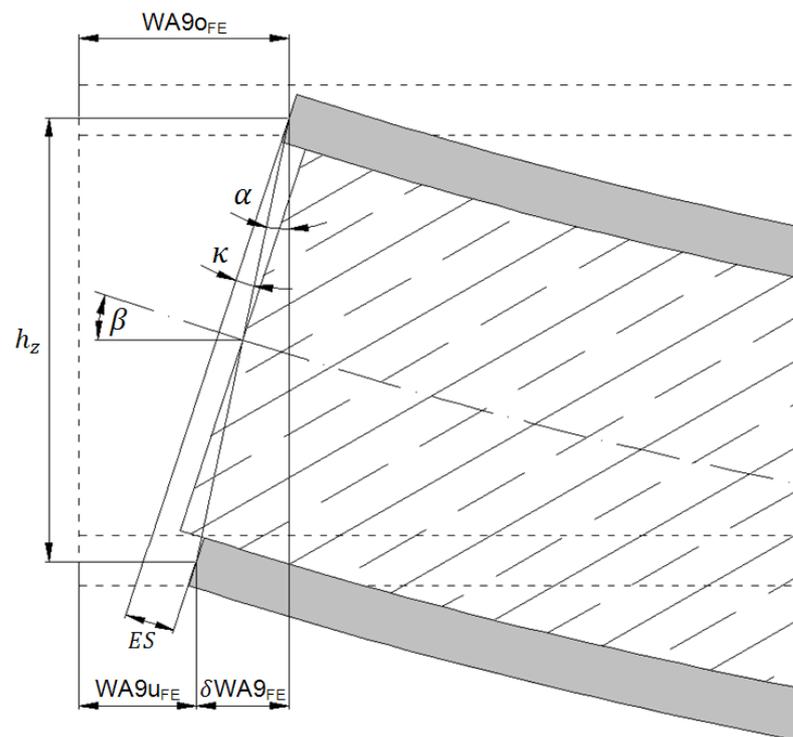


Abb. 6.55: Relativverschiebung

$$\tan(\alpha) = \frac{\delta WA9_{FE}}{h_z} \quad \text{Gl. (6.18)}$$

Der Endtangentialwinkel β lässt sich mit den im History Output abgespeicherten Daten nicht bestimmen. Eine einfache Berechnung der Steigung nach der Balkentheorie (Gl. (5.15)) ist sehr ungenau und kann hier nicht angewendet werden.

$$k = \frac{3u}{l} \quad \text{Gl. (6.19)}$$

Zur Beurteilung der Wirksamkeit der Verdübelung muss auf die im Field Output abgespeicherte Daten zurückgegriffen werden. Durch die Betrachtung des Verschiebungsverlaufs über die Bauteilhöhe am Auflager kann die Ermittlung der

Endtangente-Steigung erfolgen. Wie Abb. 6.56 zeigt genügt es die Horizontalverschiebung des Fußpunktes der Kopfplatte zu auszulesen. Der Verlauf zwischen der, im History Output gespeicherten, Verschiebung des WA9u und dem Fußpunkt ist linear und ermöglicht somit eine Bestimmung des Endtangente-winkels der Stahlteilquerschnitte welcher nur sehr gering vom Endtangente-drehwinkel des Verbundquerschnittes abweicht. Der Horizontalverschiebungswert für den Fußpunkt muss für jeden Belastungsschritt separat entnommen werden und ist daher sehr zeitaufwendig. Aus diesem Grund werden nicht alle Simulationen in Hinblick auf die Wirksamkeit der Verdübelung verglichen.

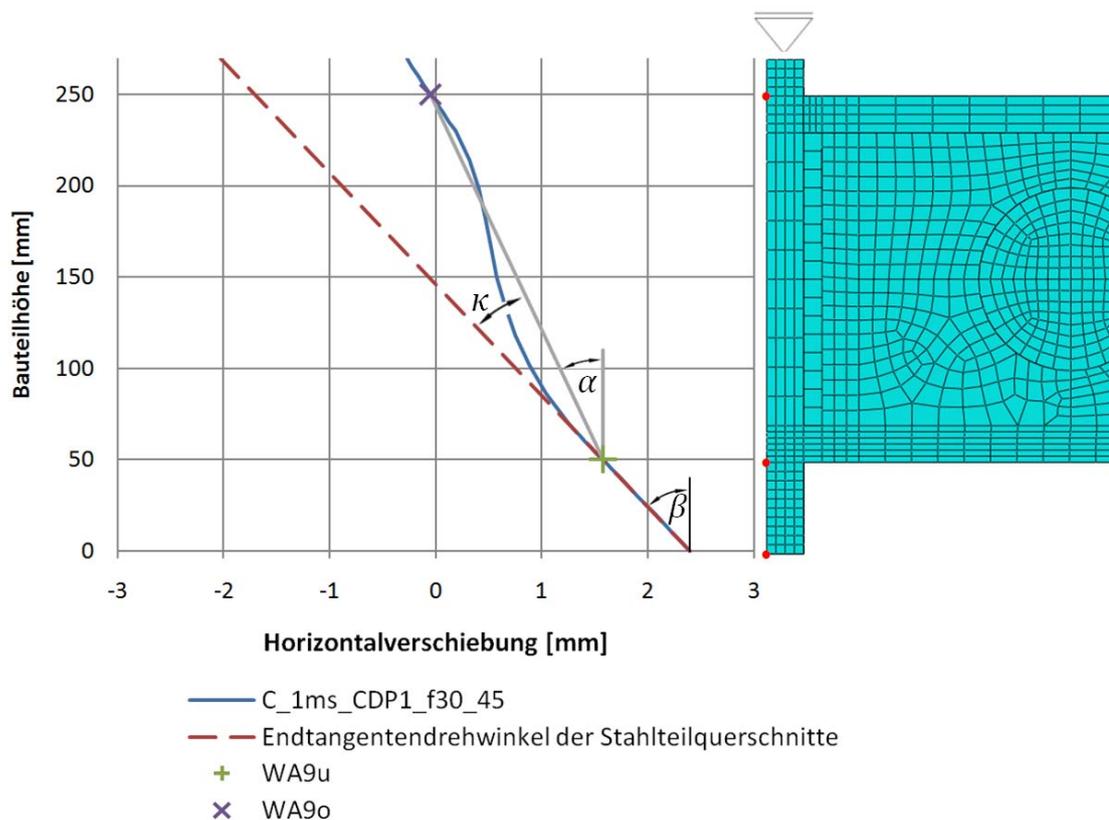


Abb. 6.56: Horizontalverschiebung (u=50mm)

Die Schubkraftübertragung im elastischen Bereich wird durch das Modell gut abgebildet (Abb. 6.57). Die Simulation mit einem niedrigen Dilation Angle weicht jedoch im Nachbruchbereich abermals deutlich ab. Die deutlich größere Zunahme des Endschlupfwinkels weist auf eine Störung der Schubkraftübertragung hin. Die Betondübel können bei einem Dilation Angle von 30° im Vergleich 45° deutlich

weniger Kraft aufnehmen und verhalten sich in Folge dessen deutlich weicher. Dies führt zu einer Zunahme des Endschlupfs.

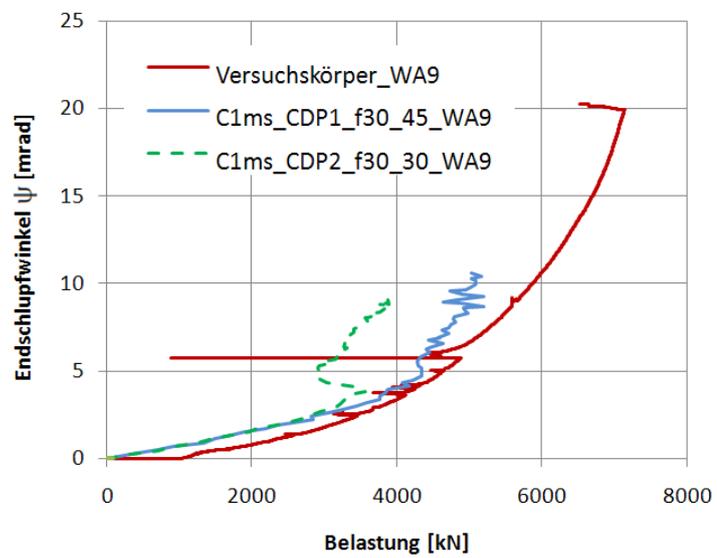


Abb. 6.57: Vergleich Endschlupf WA9

6.8 Zusammenfassung der Ergebnisse und Resümee

Zur genaueren Untersuchung des Tragverhaltens der SCSC-Platte wurde im Zuge dieser Arbeit der Prüfkörper Typ C der Laborprüfreihe, die am Institut für Tragkonstruktion – Stahlbau der technischen Universität Wien durchgeführt wurde, mit dem FE-Programm ABAQUS numerisch abgebildet. Dabei wurden diverse Parameter, die anhand von Laboruntersuchungen nicht oder nur unter enormen Zeit- und Kostenaufwand bestimmt werden können, mittels einer Parameterstudie kalibriert. Als Vergleichswerte dienten dazu punktuelle Spannungs- und Verformungsmessungen des Laborversuchs.

Durch die Untersuchung ist deutlich zu sehen, dass ABAQUS mit den hier vorgenommenen Einstellungen gut dazu in der Lage ist, das Tragverhalten des vorgestellten Bauteils abzubilden. Die Verformungslinien der Simulationen und der Laboruntersuchung weichen gering voneinander ab, verlaufen aber größtenteils parallel und es kommt erst im Nachbruchbereich zu größeren Abweichungen. Dieses Verhalten zeigt, dass die Steifigkeit des Modells sehr nahe an die des Versuchskörpers herankommt. Die Berechnung ist im elastischen Bereich relativ unempfindlich gegenüber den hier getroffenen Parametervariationen. Mit allen Einstellungen konnten brauchbare Abschätzungen des Tragverhaltens generiert werden.

Die gute Übereinstimmung zeigt, dass das gewählte Materialmodell für Beton gut geeignet ist, das komplexe Verhalten dieses heterogenen Werkstoffes auch unter den hier vorherrschenden Randbedingungen abzubilden.

Von den hier untersuchten Parametern konnten die Berechnungsergebnisse mit dem Dilation Angle am meisten beeinflusst werden. Durch diese Variation sind Schwankungen von über 5% im elastischen Bereich und über 15% bei der Berücksichtigung des Nachbruchbereichs entstanden. Berechnungen mit einem betragsmäßig hohen Dilation Angle ($\psi = 45^\circ$) haben dabei deutlich bessere Ergebnisse geliefert als jene mit niedrigem. Die große Auswirkung dieses Parameters zeigt, dass in der richtigen Wahl der Betonkennwerte noch Optimierungspotential steckt.

Besonders hervorzuheben ist der Vergleich der Endschlupfwinkel κ . Die geringe Abweichung dieses Vergleichswertes zeigt, dass die Schubkraftübertragung der Dübelleisten bereits sehr gut durch das Modell abgebildet wird.

Die geringste Abweichung der Berechnungsdaten zu den Messwerten der Laboruntersuchung wurde mit der Berechnung C1ms_CDP1_f30_45 erzielt. Diese wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1mm/s, dem Betonmodell CDP1, einer berücksichtigten Reibung zwischen Betondübel und Schubdübelleiste von 30% und einem Dilation Angle von 45° generiert.

Der maximale Damage Parameter für Beton unter Druckbeanspruchung (d_c) und der Bereich, in welchem Reibung zwischen den Stahlelementen und dem Betonkern berücksichtigt wird, waren nicht Teil dieser Untersuchung. Sie wurden anhand bereits erschienener Publikationen, welche jedoch durch abweichende Randbedingungen gekennzeichnet sind, festgelegt. Eine Studie zum Damage Parameter könnte jedoch das Verformungsverhalten des Berechnungsmodells noch näher an das des Prüfkörpers aus dem Labor heranführen. Mit der Vernachlässigung der Reibung in den meisten Kontaktflächen von Stahl und Beton folgt man dem sicheren Nachweiskonzept, nach dem nur Reibung berücksichtigt werden darf, wo sicher davon ausgegangen und nachgewiesen werden kann, dass sie auftritt. Für Tragsicherheitsnachweise ist sie daher zu vernachlässigen. Um das Trag- und Verformungsverhalten des Versuchskörpers genauer beschreiben zu können birgt sie jedoch noch Optimierungspotential. So kann mit der Berücksichtigung von Reibung an allen Kontaktflächen des Betonkerns mit den Schubdübelleisten die Plattensteifigkeit eventuell noch deutlich gesteigert werden. Dies könnte in folgenden Arbeiten genauer untersucht werden.

Durch die Betrachtung der Hauptspannungstrajektorien kann das in der Einleitung beschriebene Tragmodell auf seine Gültigkeit untersucht werden.

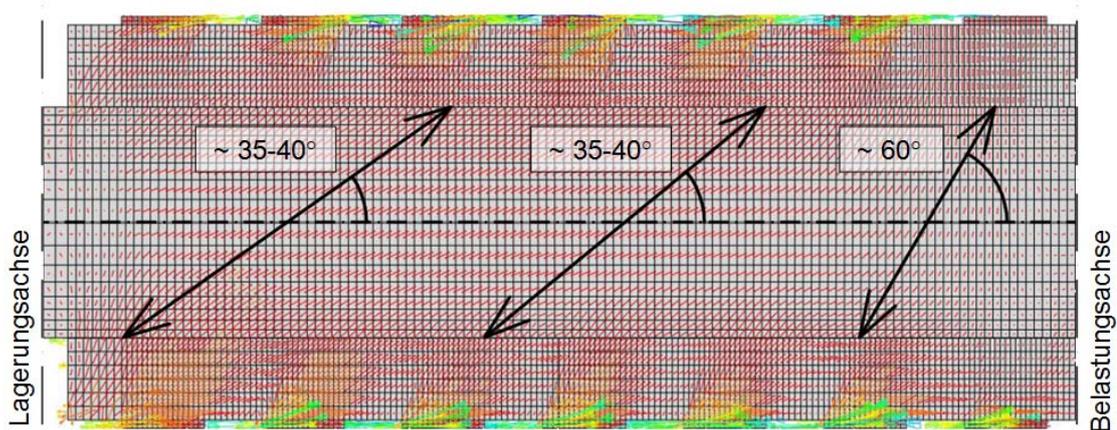


Abb. 6.58: Hauptspannungstrajektorien der Mittelebene (u=20mm)

In Abb. 6.58 ist deutlich zu erkennen, wie der Betonkern die Schubkraftübertragung bewerkstelligt. Der Betonkern stützt sich in den Schubdübelleisten des Deck und des Bodenblechs ab und bewirkt so die kraftschlüssige Verbindung der Elemente. Die Hauptspannungstrajektorien nehmen im Auflagerbereich mit der Achse des Modells einen Winkel von etwa 35-40° ein und nehmen in Richtung der Belastungsachse etwas zu. Die Betondruckstreben sind in der Lage sich im Randbereich an der Kopfplatte abzustützen wodurch der Winkel der Hauptspannungstrajektorien hier geringer ausfällt. Das Berechnungsmodell verhält sich somit dem angenommenen Tragmodell der Einleitung sehr ähnlich.

Es ist an dieser Untersuchung ersichtlich, wie Finite Elemente Berechnungen dabei helfen können Vorgänge im Inneren des Versuchskörpers zu visualisieren und zu beurteilen. Jedoch ist dabei zu beachten, dass die Berechnung durch die Wahl der Parametereinstellung stark variieren kann. Der richtigen Wahl der Einstellungen kommt somit große Bedeutung zu, da nur so das Modell realitätsnahe Ergebnisse liefern kann. Die Betrachtung der Spannungstrajektorien dient somit nicht nur der Beurteilung der Übereinstimmung des Tragmodells sondern auch der Überprüfung der Funktionsweise des Modells und Plausibilität der gewählten Parametereinstellungen.

7 Literaturverzeichnis

- [1] *Fink J., Kuss S.*: Regelstatik für ÖBB- Trogbrücken mit Stützweiten von 10,0 – 20,0 m. Wien: Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Technische Universität Wien, 2007
- [2] *Fink J., Herrmann P., Juen L.*: Entwicklung einer neuartigen Verbundfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken. Artikel: Stahlbau, 80. Jahrgang (2011), Heft 5; S. 309 - 316, 2011.
- [3] *Antesberger E.*: Weiterführende numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kronendübeln. Wien: Master`s Thesis, Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Technische Universität Wien, 2007.
- [4] *Petraschek T.*: Modellbildung zur Tragfähigkeitsermittlung des Kronendübels als alternativen Schubverbinder im Verbundbau. Wien: Dissertation, Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Technische Universität Wien, 2008.
- [5] *Fink J., Juen L.*: Innovative Composite Deck Slab for Railway Bridges (1/2): Plastic Strength Behaviour. Sofia: 7th International Conference of Bridges across the Danube – Conference Book: Bridges in the Danube Basin - Theory and practice in bridge engineering, 2010
- [6] *Fink J., Herrmann P.*: Innovative Composite Deck Slab for Railway Bridges (2/2): Elastic strength behaviour. Sofia: 7th International Conference of Bridges across the Danube – Conference Book: Bridges in the Danube Basin - Theory and practice in bridge engineering, 2010
- [7] *Iwancsics M.*: Numerische Untersuchung zu neuartigen Schubverbindern, Wien: Master`s Thesis, Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbau, Technische Universität Wien, 2007.
- [8] ÖNORM EN 1992-1-1:2009, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [9] *Dassault Systèmes Simulia Corp.*: ABAQUS Documentation (6.10). Providence, RI, USA : s.n., 2010.
- [10] *Fink J., Petraschek T., Ondris L.*: Push-Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector. Wien: Artikel, Institut für Tragkonstruktion- Stahlbau, Technische Universität Wien, 2006
- [11] *Wittel F.*: Eine kurze Einführung in die Finite Elemente Methode. Institut für Baustoffe, ETH Zürich (<http://www.ifb.ethz.ch/comphys/people/wittelf/FEM-Intro>)
- [12] *Petersen Ch.*: Stahlbau. Braunschweig: Vieweg 1988
- [13] *Dassault Systèmes Simulia Corp.*: ABAQUS/CAE 6.10-1. Providence, RI, USA, April 2010.
- [14] *Mang H., Hofstetter G.*: Festigkeitslehre (2. Auflage). Wien: Springer Verlag, 2004

8 Abbildungsverzeichnis

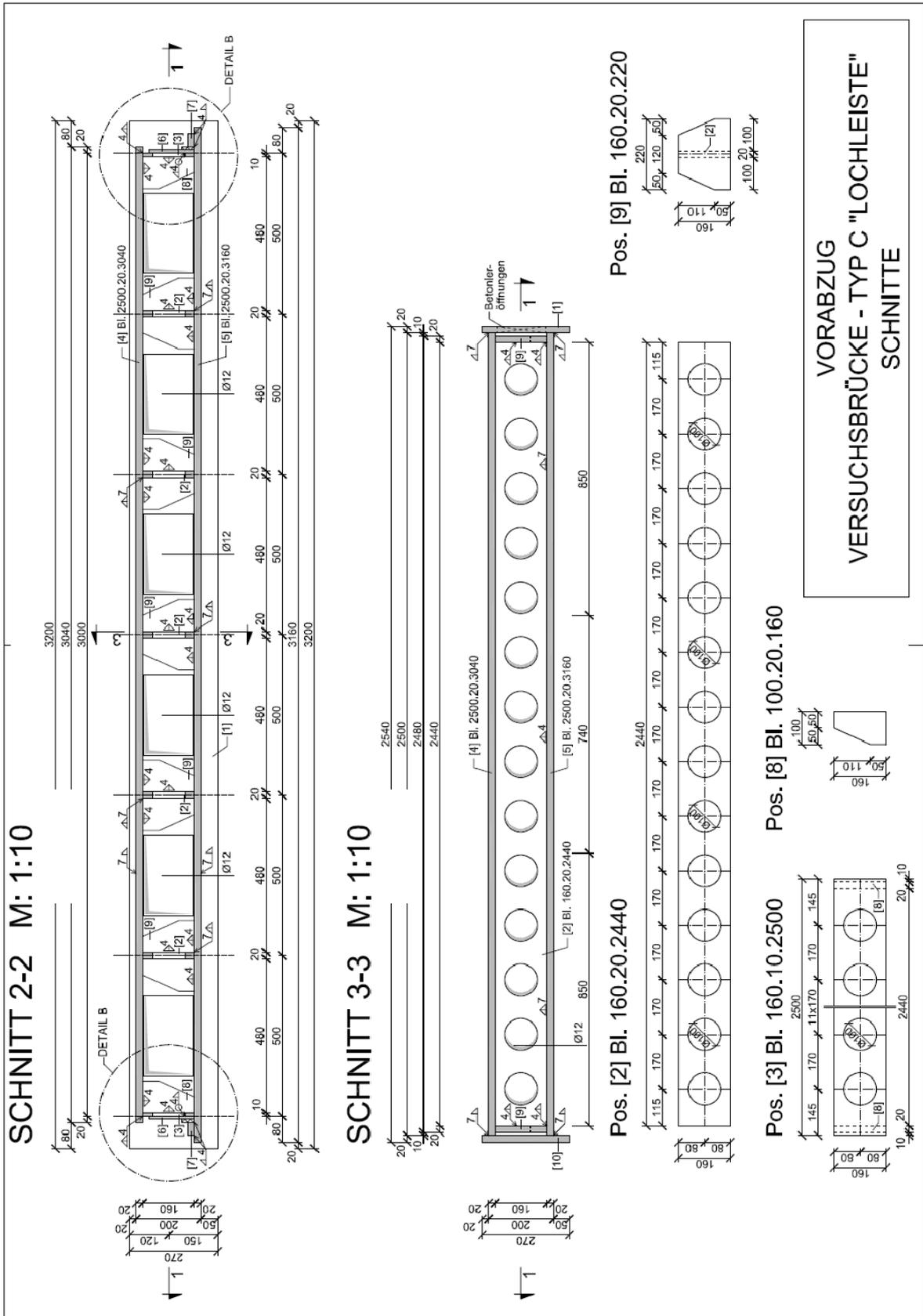
Abb. 1.1: Trogbrücke [2]	1
Abb. 2.1: Stahlteilquerschnitt	2
Abb. 2.2: Herstellung [2]	3
Abb. 2.3: Betonieröffnungen 1	3
Abb. 2.4: Betonieröffnungen 2	3
Abb. 2.5: Lagerung für Betonage.....	3
Abb. 2.6: Tragmechanismus [2]	4
Abb. 3.1:Dübelleistengeometrien [1]	6
Abb. 3.3: Versuchsaufbau Grundriss [2].....	7
Abb. 3.4: Versuchsaufbau Schnitt [2].....	8
Abb. 3.5: „Belastungseinbruch“	8
Abb. 5.1: Schnitt 1-1 des Berechnungsbereichs.....	10
Abb. 5.2: Schnitt 2-2 des Berechnungsbereichs.....	11
Abb. 5.3: Schnitt 3-3 des Berechnungsbereichs.....	11
Abb. 5.4: Steifenaussparung.....	12
Abb. 5.5: Arbeitslinie Stahl.....	13
Abb. 5.6:Arbeitslinie Beton nach [7].....	14
Abb. 5.7: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxialen Druck nach [8].....	16
Abb. 5.8: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxialen Zug nach [8]	16
Abb. 5.9: Fließpotential [8]	19
Abb. 5.10: Schnitt der Versagensfläche mit einer deviatorischen Ebene [8]	20
Abb. 5.11: Assembly	21
Abb. 5.12: Set RP-Auflager	24
Abb. 5.13: Set RP-Belastung.....	24
Abb. 5.14: Sets WA	24
Abb. 5.15: Sets der DMS - Oberseite	24
Abb. 5.16: Sets der DMS - Unterseite	25
Abb. 5.17: Tie Betonkern-Betondübel.....	26
Abb. 5.18: Schweißverbindung	26
Abb. 5.19: Belastungs-rigid	26
Abb. 5.20: Auflager-rigid	26
Abb. 5.21: Bereich Reibung	27
Abb. 5.22: reibungsfreier Kontakt Betonkern.....	27
Abb. 5.23: reibungsfreier Kontakt Betondübel	27
Abb. 5.24: reibungsfreier Kontakt Ober-Unterteil	28
Abb. 5.25: reibungsfreier Kontakt Belastungsplatte.....	28
Abb. 5.26: Symmetrieebenen normal zur y-Achse.....	28
Abb. 5.27: Symmetrieebene normal zur x-Achse	28
Abb. 5.28: Auflager	29
Abb. 5.29: Belastung	29
Abb. 5.30: C3D8R Element	30
Abb. 5.31: lineare Ansätze [10]	30
Abb. 5.32: hourglassing [10]	31
Abb. 5.33: Partition Betondübel	32
Abb. 5.34: Edge Seeds Betondübel	32
Abb. 5.35: FE – Netz Betondübel	32
Abb. 5.36: Partitionierung Unterteil	33
Abb. 5.37: Seeds – Steife	33
Abb. 5.38: Seeds – Schubdübel	34

Abb. 5.39: FE – Netz Unterteil	34
Abb. 5.40: Seed Betonkern	35
Abb. 5.41: FE – Netz Betonkern.....	35
Abb. 6.1: Plausibilitätsprüfung	39
Abb. 6.2: Messeinrichtungen am Grundriss des Versuchskörpers [6]	41
Abb. 6.3: Messeinrichtungen am Schnitt 1-1 des Versuchskörpers [6].....	42
Abb. 6.4: Variation der Reibung – 1 – Verschiebung WA 2	43
Abb. 6.5: Variation der Reibung – 1 – DMS 11	43
Abb. 6.6: Variation der Reibung – 2 – Verschiebung WA 2	44
Abb. 6.7: Variation der Reibung – 2 – DMS 11	44
Abb. 6.8: Variation der Reibung – 2 – DMS 12	45
Abb. 6.9: Variation der Reibung – 3 – Verschiebung WA 2	46
Abb. 6.10: Variation der Reibung – 3 – Dehnung DMS 12.....	46
Abb. 6.11: Variation der Reibung – 4 – Verschiebung WA 2	47
Abb. 6.12: Variation der Reibung – 4 – Dehnung DMS 12.....	47
Abb. 6.13: Variation von ψ – 1 – Verschiebung WA 2	49
Abb. 6.14: Variation von ψ – 1 – Dehnung DMS 11	49
Abb. 6.15: Variation von ψ – 1 – Dehnung DMS 1	50
Abb. 6.16: Variation von ψ – 1 – Dehnung DMS 2	50
Abb. 6.17: Variation von ψ – 2 – Verschiebung WA 2	51
Abb. 6.18: Variation von ψ – 2 – Dehnung DMS 11	51
Abb. 6.19: Variation von ψ – 3 – Verschiebung WA 2	52
Abb. 6.20: Variation von ψ – 3 – Dehnung DMS 1	52
Abb. 6.21: Variation von ψ – 3 – Dehnung DMS 10	53
Abb. 6.22: Variation von ψ – 3 – Dehnung DMS 11	53
Abb. 6.23: Vergleich Dilation Angle $\psi = 30^\circ$ und $\psi = 45^\circ$	54
Abb. 6.24: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,7$ – Verschiebung	56
Abb. 6.25: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,3$ – Verschiebung	56
Abb. 6.26: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,7$ – Dehnung DMS 1	57
Abb. 6.27: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,7$ – Dehnung DMS 11.....	57
Abb. 6.28: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,3$ – Dehnung DMS 1	58
Abb. 6.29: Vergleich CDP1 zu CDP2, $\psi = 30^\circ$, $f = 0,3$ – Dehnung DMS 11.....	58
Abb. 6.30: Vergleich der Schädigung der Betondübel durch Zugbeanspruchung	59
Abb. 6.31: Vergleich CDP1 und CDP2, $f = 30$, $\psi = 45^\circ$ – Verschiebung	59
Abb. 6.32: Vergleich CDP1 und CDP2, $f = 30$, $\psi = 45^\circ$ – Dehnung DMS 1	60
Abb. 6.33: Trapezformel.....	61
Abb. 6.34: Verlauf der Abweichungen	63
Abb. 6.35: Weiter untersuchte Variationen	64
Abb. 6.36: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, $\psi = 30^\circ$, CDP2 – Verschiebung	65
Abb. 6.37: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, $\psi = 30^\circ$, CDP2 – Dehnung DMS 3	65
Abb. 6.38: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, $\psi = 30^\circ$, CDP2 – Dehnung DMS 11	66
Abb. 6.39: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 30^\circ$, CDP1 – Verschiebung	66
Abb. 6.40: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 30^\circ$, CDP1 – Dehnung DMS 1	67
Abb. 6.41: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 30^\circ$, CDP1 – Dehnung DMS 2	67
Abb. 6.42: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 45^\circ$ Verschiebung WA2	68
Abb. 6.43: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 45^\circ$ Dehnung DMS 2	68
Abb. 6.44: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit $\psi = 45^\circ$ Dehnung DMS 11	69
Abb. 6.45: Trägheitsmoment Stahlquerschnitt	70
Abb. 6.46: Einfeldträger	71
Abb. 6.47: erhöhtes Modell.....	72
Abb. 6.48: Vergleich Höhenabweichung ($h=220\text{mm}$)	73

Abb. 6.49: Vergleich Höhenabweichung (h=206mm).....	74
Abb. 6.50: Funktionsskizze - Träger ohne Verbund.....	76
Abb. 6.51: Vergleich Dehnungen DMS3 mit Modell h=206mm	77
Abb. 6.52: Vergleich Dehnungen DMS11 mit Modell h=206mm	78
Abb. 6.53: Endschlupf.....	79
Abb. 6.54: Endschlupfwinkel.....	79
Abb. 6.55: Relativverschiebung.....	80
Abb. 6.56: Horizontalverschiebung (u=50mm)	81
Abb. 6.57: Vergleich Endschlupf WA9.....	82
Abb. 6.58: Hauptspannungstrajektorien der Mittelebene (u=20mm).....	85

9 Tabellenverzeichnis

Tab. 5.1: Materialverhalten Stahl.....	13
Tab. 5.2: Beton Laborwerte.....	13
Tab. 5.3: Materialverhalten Beton - Druck	15
Tab. 5.4: Eingabeparameter – <i>Tension Behaviour</i> [3]	18
Tab. 5.5: Druckverhalten – Zugverhalten(CDP2)	18
Tab. 5.6: plastische Eingabeparameter	20
Tab. 5.7: Amplitude	23
Tab. 5.8: Hisory output Einstellungen	25
Tab. 5.9: Lagerung.....	29
Tab. 5.10: Seed Einstellungen	35
Tab. 5.11: Materialparameterübersicht.....	37
Tab. 5.12: Interaction Properties - Übersicht.....	38
Tab. 5.13: Amplitudes - Übersicht.....	38
Tab. 5.13: Element Type - Übersicht	38
Tab. 6.1: Problem - Damage Parameter.....	40
Tab. 6.2: Variation CDP1 und CDP2	55
Tab. 6.3: Abweichungen.....	62
Tab. 6.4: Amplitude 2	64
Tab. 6.5: Querschnittswerte	70
Tab. 6.6: Steigerungsfaktor	71
Tab. 6.7: Abweichung der Simulation – Verschiebung WA 2.....	75
Tab. 6.8: Abweichung nach Höhenanpassung	76



10.2 Prüfzeugnisse Stahl



CE
EN 10025
S235
S275

Arcelor Mittal Galati S.A. - Romanic

HN 2000
20.7

ArcelorMittal

ORDER / COMMAN. : 961111/502955/DO 200810235
DIRECTION / AVIZ EXPEDITE : 6389578
WHOLE / TO TRANSPORT : 3/3 DNE VUL
TRACKING NO. :

INSPECTION CERTIFICATE 20243893
ACCORDING TO : EN 10204/2004/3.1
DATE : 02.12.2008

TPP BICID
Pos 4 und 5.
Schweißnaht S205-03; S205-04

NO	PLATE	HEAT NO	DIMENSIONS	WEIGHT	PC TEST NO	YTS	L0	EL	TYPE	Temp	CHEVIL	CHEVIL	CHEVIL	TEST NO	CHEMICAL COMPOSITION (%)	
															C	Mn
01	01	01	01	01	01	01	01	01	01	01	01	01	01	01	01	01

HEAT NO : C1500 S275
S275
S275
S275

Stacking process: Casing
made by non-concussions
Carbon equivalent Formula:
CIV2 = C/Mn/6 + (Cr+Mo+V)/5 + (Si+Cu)/15

Delivery condition: Normalized rolled

Checking of marking, surfaces, shape and
Surfaces: EN 10025/2-2004, class A, subclass 1

Tolerances:
Plate 2, tab. 1
Plate 3, tab. 1
Flatness: EN 10025/15.1, class H, tab. 4

Marking: NO 200810235

INSPECTOR OF QUALITY
COMPETENT PERSONNEL
ATC CONȘTEȘTI GALIȚĂ S.A.
STR. CRUCIANȘII 13
JULIA CRUCIANȘI
LUCIA CRUCIANȘI
INSPECTOR'S STAMP

INSPECTOR'S STAMP
SATISFACTORILY TESTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS SPECIFIED IN THE ORDER WITH SATISFACTORY RESULTS

Page: 1 / 02

10.3 Prüfzeugnisse Beton



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

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

Seite: 2/2
A.Nr.: 246/2010

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/m ³ 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/m ³ Micro-Air 107-1 3,70 kg/m ³ 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 Fertigteilebau GmbH
 Niederwölz 71
 A-8831 Niederwölz

Bauteil: Versuchsbrücke Index 3

statische Elastizitätsmodul:

Probe	118-09
Prüfdatum	27.05.2010
Betonalter [d]	273
Masse [g]	9800
Länge [mm]	400
Breite [mm]	100
Höhe [mm]	100
Rohdichte [kg/m ³]	2400
E-Modul [kN/mm ²]	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/m ³]	2300	2280
Mittelwert [kg/m ³]	2290	
Bruchlast [kN]	1524	1526
Druckfestigkeit [N/mm ²]	67,7	67,8
Mittelwert [N/mm ²]	68,0	