

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der  
Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt  
(<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

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



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

**Numerische Simulation von Schubverbundmitteln einer  
neuartigen Metall-Beton-Verbundbauweise**

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

unter der Leitung von

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

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Stephan Pirringer**

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen von

**Maria Charlotte Schönweger, BSc**

0726223

Kleistgasse 23/1, 1030 Wien

Wien, März 2013

.....

## Selbständigkeitserklärung

Hiermit erkläre ich, dass die von mir am heutigen Tage dem Prüfungsausschuss der Fakultät für Bauingenieurwesen vorgelegte Diplomarbeit zum Thema

Numerische Simulation von Schubverbundmitteln einer neuartigen  
Metall-Beton-Verbundbauweise

vollkommen selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt sowie Zitate kenntlich gemacht habe.

Wien, am .....

.....

Unterschrift

## Vorwort

Ich möchte mich an dieser Stelle bei allen bedanken auf deren Hilfe und Unterstützung ich während meines Studiums und der Abfassung dieser Arbeit zählen konnte.

Bei Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger möchte ich mich für die Vermittlung und Bereitstellung der Arbeit bedanken. Für die Betreuung und Hilfestellung während der Ausarbeitung und für die schnelle Korrektur bedanke ich mich bei Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Stephan Pirringer. Zudem möchte ich mich bei Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Johannes Novoszel für seine Bemühung, Beratung und Unterstützung bei der Arbeit mit ABAQUS bedanken.

Außerdem möchte ich meinen Freunden und Studienkollegen danken. Besonderer Dank gilt meiner Freundin Sara Foremniak, für die tollen gemeinsamen Stunden auf und abseits der Uni und das Durchlesen der Arbeit. Bei Klaus Flarer bedanke ich mich für seine Unterstützung während meines Studiums. Im Speziellen danke ich meinem Freund Ilja Fischer für seine Unterstützung, das Durchlesen der Arbeit und seine Hilfe im Bezug auf Fragestellung, welche sich während des Schreibens auftaten. Trotz seiner knapp bemessenen Freizeit war er nie zu müde, mir als Diskussionspartner bereitwillig gegenüberzustehen.

Schlussendlich will ich mich bei meiner Familie für ihre Unterstützung bedanken. Insbesondere bei meinen Eltern, die mir stets mit Rat und Tat zur Seite standen und immer an mich geglaubt haben.

## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Numerischen Simulation von Schubverbundmitteln einer neuartigen Metall-Beton-Verbundplatte, welche zur Zeit am Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbeton und Massivbau entwickelt wird.

Die Simulationen werden in Anlehnung an die am Institut durchgeführten Abscherversuche erstellt. Es wird im besonderen auf die Traglast der Betondübel, welche den Verbund beider Baustoffe innerhalb der Platte gewährleisten, eingegangen. Mit dem Finite Elemente Programm ABAQUS wird der Verlauf der Traglast über die aufgebrachte Verschiebung für einzelne Dübel mit unterschiedlichen Geometrien simuliert.

Die Berechnung wird zuerst mit ABAQUS/Standard mit einem statischen Belastungsschritt des Typs `STATIC, GENERAL` durchgeführt. Es wird in diesem Zuge eine Parameterstudie durchgeführt, um ein stabiles, funktionierendes Modell zu erhalten. Im Anschluss werden für einen Vergleich dynamische Berechnungen in ABAQUS/Standard mit einem Belastungsschritt des Typs `DYNAMIC, IMPLICIT` und in ABAQUS/Explicit mit einem Belastungsschritt des Typs `DYNAMIC, EXPLICIT` durchgeführt.

Abschließend werden die Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen der Abscherversuche verglichen.

## Abstract

The topic of this master thesis is the numerical simulation of the bond behavior of a new metal-concrete-composite-slab, which is currently being developed by the Department of Concrete Structures of the Institute of Structural Engineering at the Vienna University of Technology. The simulations are based on full scale tests, concerning the shear-load-carrying-capacity, carried out by the Institute. The main focus of the simulation and the test is determining the load that is transferred from one material to the other through the concrete dowels. Using the Finite Element Methode Program ABAQUS different load-cases with varying load steps were applied to dowels with different geometries. For the first series of calculations ABAQUS/Standard with load steps of the following type: `STATIC`, `GENERAL`. In order to obtain a stable and working model, a parametric study was carried out. After a correct model for the simulation had been found, a comparison of the dynamic calculations in ABAQUS / Standard with load steps of the type `DYNAMIC`, `IMPLICIT` and the calculations in ABAQUS / Explicit with load steps of the type `DYNAMIC`, `EXPLICIT` could be carried out. In addition, a comparison of simulations results and the experimental results has been included in this thesis.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung und Zielsetzung . . . . .	1
1.2	Aufbau und Gliederung der Arbeit . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Grundlagen der Verbundbauweise</b>	<b>3</b>
2.1	Vorteile der Verbundbauweise . . . . .	3
2.2	Wirkungsweise des Verbunds . . . . .	4
2.3	Stand der Technik . . . . .	6
2.3.1	Verbundplatten . . . . .	6
2.3.1.1	Verbundwirkung . . . . .	6
2.3.1.2	Stahlprofilbleche . . . . .	7
2.3.2	Verbundmittel . . . . .	9
2.3.2.1	Stahldübel . . . . .	9
2.3.2.2	Betondübel . . . . .	10
2.4	Metall - Beton - Verbundplatte . . . . .	11
2.4.1	Tragwirkung . . . . .	12
2.4.2	Vorteile gegenüber herkömmlichen Platten . . . . .	13
<b>3</b>	<b>Versuche zum Abscherverhalten</b>	<b>14</b>
3.1	Versuchskörper . . . . .	14
3.2	Versuchsreihen und Parameter . . . . .	16
3.3	Versuchsaufbau . . . . .	17
3.4	Versuchsergebnisse . . . . .	18
3.5	Interpretation der Versuchsergebnisse . . . . .	21
3.5.1	Varianz der Versuchsergebnisse . . . . .	21
3.5.2	Variation der Geometrie . . . . .	23
3.5.3	Variation der Anzahl der Dübelreihen . . . . .	23
3.5.4	Erhöhung der aufgetragenen Querkraft . . . . .	26

<b>4</b>	<b>FE-Berechnung mit ABAQUS</b>	<b>27</b>
4.1	Wahl der zu modellierenden Versuchsreihen . . . . .	29
4.2	Generierung eines Modells . . . . .	30
4.2.1	Eingabe der Geometrie . . . . .	30
4.2.1.1	Betonstück . . . . .	31
4.2.1.2	Blech . . . . .	32
4.2.1.3	Positionierung der Teile . . . . .	33
4.2.2	Materialmodell . . . . .	33
4.2.2.1	Beton . . . . .	34
4.2.2.2	Stahl . . . . .	38
4.2.3	Belastungsschritte . . . . .	39
4.2.4	Ausgabedaten . . . . .	39
4.2.5	Kontakt . . . . .	40
4.2.6	Rand- und Übergangsbedingungen, Lasteintragung . . . . .	41
4.2.7	Netzgenerierung . . . . .	44
4.2.7.1	Wahl der Elemente . . . . .	45
4.3	Ausgabe der Berechnung . . . . .	46
4.3.1	Reaktionskraftverlauf des Dübels aus Modell 1 . . . . .	46
4.3.2	Reaktionskraftverlauf des Dübels aus Modell 2 . . . . .	48
4.3.3	Reaktionskraftverlauf des Dübels aus Modell 3 . . . . .	50
4.4	Qualitätssteigerung der Ergebnisse . . . . .	52
4.4.1	Verfeinerung des Netzes am bestehenden Modell . . . . .	54
4.4.2	Unterteilung des Betons in mehrere Teile . . . . .	57
4.4.3	Zuschalten einer Dämpfung . . . . .	59
4.4.4	Definition einer Reibung in der Kontaktfuge . . . . .	61
4.4.5	Minimierung der Kontaktbedingungen . . . . .	63
4.4.6	Änderung der Materialmodellparameter . . . . .	65
4.4.7	Parameterstudie . . . . .	67
4.4.7.1	Simulation der Modelle 2 und 3 mit einem verfeinerten Netz . . . . .	69
4.5	Berechnung mit Dynamic, Implicit und Dynamic, Explicit . . . . .	73
4.5.1	Berechnung mit Dynamic, Implicit . . . . .	74
4.5.1.1	Ausgabe der Berechnung . . . . .	76
4.5.1.2	Netzverfeinerung . . . . .	77
4.5.1.3	Simulation des halben Dübels aus Modell 2 . . . . .	78
4.5.1.4	Simulation des halben Dübels aus Modell 3 . . . . .	79

4.5.2	Berechnung mit ABAQUS/Explicit . . . . .	80
4.5.2.1	Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 1 . . .	80
4.5.2.2	Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 2 . . .	81
4.5.2.3	Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 3 . . .	82
4.6	Zusammenfassung und Vergleich der FE-Berechnung . . . . .	84
4.6.1	Verlauf der Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 1 . .	85
4.6.2	Verlauf der Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 2 . .	88
4.6.3	Verlauf der Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 3 . .	90
<b>5</b>	<b>Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen</b>	<b>94</b>
5.1	Ergebnisse des Dübels aus Modell 1 . . . . .	94
5.2	Ergebnisse eines Dübels aus Modell 2 . . . . .	95
5.3	Ergebnisse eines Dübels aus Modell 3 . . . . .	96
5.4	Interpretation und Schlussfolgerung . . . . .	97



# 1 Einleitung

Am Institut für Tragkonstruktionen- Stahlbeton und Massivbau wird zur Zeit an der Entwicklung einer Metall-Beton-Verbundplatte gearbeitet. Diese kleinformatige Platte ist eine Weiterentwicklung konventioneller Verbundplatten, welche eine kostengünstige Alternative zu konventionell bewehrten Betonplatten darstellen soll. Durch ihren neuartigen Aufbau und ihre Wirkungsweise soll eine Reduktion der Bauteilhöhe, sowie eine Senkung des Produktions- und Kostenaufwands möglich sein.

## 1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Es wurden im Zuge der Entwicklung dieser Metall-Beton-Verbundplatte 4-Punkt-Biegeversuche am gesamten Bauteil durchgeführt, um ihre Funktionalität zu untersuchen, sowie weitere Versuche, welche sich mit dem Verbundverhalten zwischen Beton und Lochblech beschäftigen, durchgeführt. Die Versuche, welche sich mit dem Verbundverhalten der beiden Elemente genauer beschäftigen, wurden in Form von Abscherversuchen an ein oder mehreren Dübelreihen verschiedener Geometrien realisiert. Um eine allgemeine Aussage über diese Abscherversuche treffen zu können, wurden im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit ausgewählte Versuchsreihen näher betrachtet und mit dem Finiten Elemente Programm ABAQUS simuliert. Die Methode der Finiten Elemente findet sehr häufig in der Festkörpermechanik Anwendung, wenn die Grenzen der linearen Theorien erreicht sind. Um die Versuche möglichst gut simulieren zu können, ist dabei eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Randbedingungen und Parameter notwendig. Die Güte dieser Eingangsgrößen schlägt sich demnach auch auf die Qualität und Brauchbarkeit der Ergebnisse nieder.

Ziel der Arbeit ist es, die Versuchsreihen möglichst realistisch zu modellieren und die Ergebnisse dieser Simulation mit den Ergebnissen der Versuchsreihen in Vergleich zu stellen. Der Vergleich bezieht sich dabei auf die maximale Reaktionskraft des

Betons sowie den Verlauf der selbigen über die Verschiebung welche auf dem Blech aufgebracht wird.

## 1.2 Aufbau und Gliederung der Arbeit

Der erste Abschnitt der Arbeit befasst sich mit den Grundlagen der Verbundbauweise, ihren Vorteilen gegenüber anderen Bauweisen, ihrer Wirkungsweise sowie dem Stand der Technik von Verbundplatten und -mitteln.

In den nächsten Kapiteln wird die Metall-Beton-Verbundplatte sowie im Anschluss die durchgeführten Abscherversuche und deren Versuchsergebnisse etwas genauer beschrieben.

Darauf folgen die Beschreibungen zur Simulation und die Ergebnisse der selbigen zu den Versuchsreihen mit dem Finiten Elemente Programm ABAQUS. Abschließend werden die Ergebnisse der FE-Berechnung mit den Ergebnissen der Versuchsauswertung bezüglich der maximalen Reaktionskraft und der Verlauf verglichen.

# 2 Grundlagen der Verbundbauweise

Im Stahlverbundbau werden die Werkstoffe Stahl und Stahlbeton zu Verbundbauteilen zusammengeschlossen. Durch ihre Kombination wird eine optimale Nutzung der positiven Eigenschaften der einzelnen Werkstoffe angestrebt. Auf diese Weise kann eine verbesserte Tragwirkung gegenüber dem reinen Stahlbau und Stahlbetonbau erlangt werden.

Die Tragwirkung der einzelnen Komponenten kann sich dabei während der verschiedenen Phasen eines Bauwerks verlagern.

Im Montagezustand - in den Phasen bis zum Erhärten des Betons - handelt es sich beim Verbundbau um reinen Stahlbau. Dementsprechend sind auch die Nachweise dafür zu führen. Besonders in dieser Phase finden die Vorzüge des reinen Stahlbaus Eingang.

Erst mit Erhärten des Stahlbetons und mit einer damit einhergehenden schubfesten Verbindung der Werkstoffe kommen die Vorzüge des Verbundbaus zu tragen.

Auch im Brandfall beeinflussen sich die Tragwirkungen der einzelnen Werkstoffe gegenseitig, vgl. [1], [2], [3], [4].

Anwendung findet der Verbundbau durch Verbundplatten, -träger und -stützen sowie in kombinierten Verbundbauteilen, vgl. Abbildung 2.1.

## 2.1 Vorteile der Verbundbauweise

Durch das Zusammenwirken von Stahl und Stahlbeton, weist der Verbundbau gegenüber dem Stahlbau und dem Massivbau erhebliche Vorteile auf:

- größere Spannweiten und kleinere Bauteilabmessungen gegenüber dem Mas-

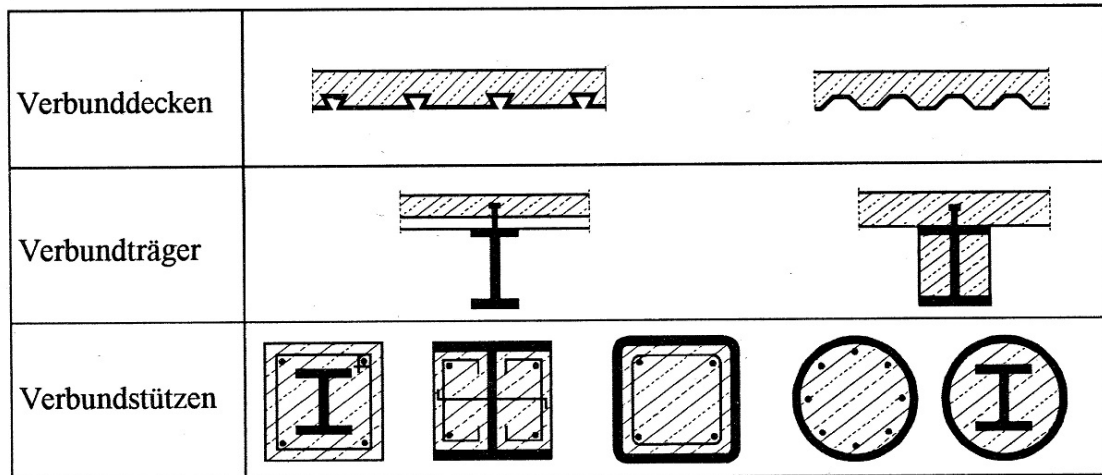


Abbildung 2.1: Verbundbauteile [1]

sivbau

- höhere Tragfähigkeit und höhere Steifigkeit bei gleichen Abmessungen im Vergleich zum Stahlbetonbau
- hohe Wirtschaftlichkeit durch kurze Bauzeiten, hohe Nutzungsflexibilität, große Installationsfreiheit und geringen Flächenbedarf bei der Montage
- erhöhter Brandwiderstand
- erhöhter Schallschutz sowie erhöhte Wärmespeicherkapazität gegenüber dem Stahlbau
- kostengünstiger als reiner Stahlbau

Der Verbundbau zeichnet sich außerdem durch seine Umweltfreundlichkeit aus, die Bauweise ist ressourcenschonend. Durch die geringeren Bauteilabmessung muss weniger Masse verwendet werden, wodurch es wiederum zu einem reduzierten CO<sub>2</sub> Ausstoß in der Herstellung kommt. Überdies sind die Baustoffe wiederverwertbar, vgl.[1], [2], [3], [4].

## 2.2 Wirkungsweise des Verbunds

Für ein planmäßiges Zusammenwirken von Stahl und Stahlbeton müssen die Werkstoffe schubfest miteinander verbunden werden. Der Verbund kann durch Haft- oder

Reibungsverbund hergestellt werden.

Durch den Verbund muss der Übergang des Schubflusses zwischen den Werkstoffen gewährleistet werden. Der Schubfluss kann etwa durch bei Belastung entstehende Querkräfte, durch Temperaturänderungen, Vorspannungen oder Schwinden des Betons hervorgerufen werden.

Beim Verbund kann zwischen teilweise und vollem Verbund unterschieden werden.

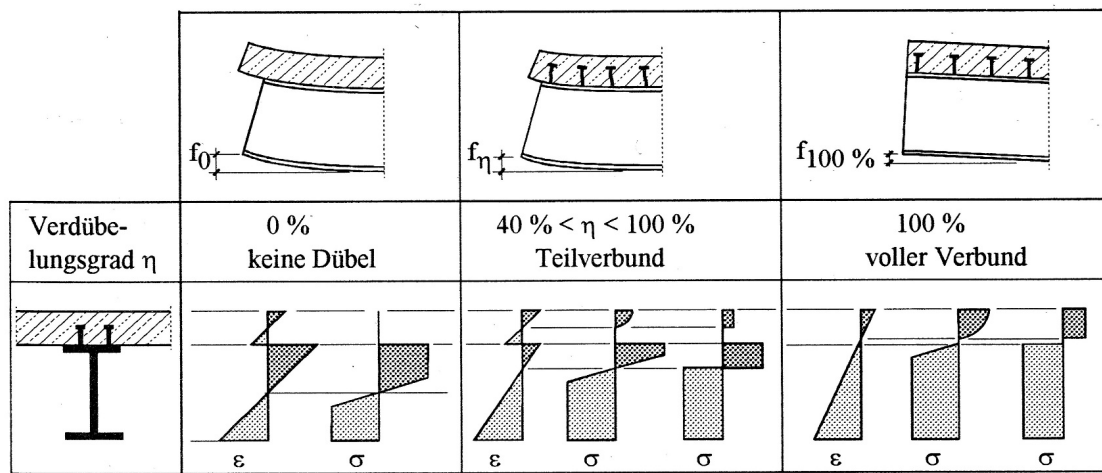


Abbildung 2.2: Verbundwirkung [1]

Betrachtet man zwei unverbundene Teilquerschnitte unter Biegung (Abbildung 2.2, links), so verformen sich diese unabhängig voneinander. Lediglich die Durchbiegung ist die selbe. Der gesamte Querschnitt besitzt dabei zwei Nulllinien, jeder Teilquerschnitt verformt sich um seine eigene Schwerlinie. Durch die unterschiedliche Dehnung der beiden Teilquerschnitte entsteht ein Schlupf in der Kontaktfuge.

Auch bei teilweise Verbund (Abbildung 2.2, mitte) entsteht ein Schlupf in der Verbundfuge. Hier kann die Beanspruchbarkeit der Verbindung die Aufnahme der Schubkraft nicht gewährleisten. Die Tragfähigkeit des gesamten Querschnitts wird hier also von der aufnehmbaren Schubkraft in der Verbundfuge bestimmt. Bei solch einem Querschnitt entstehen wiederum, wie bei den unverbundenen Teilquerschnitten, zwei Nulllinien. Allerdings ist deren Abstand hier kleiner.

Sind die Teilquerschnitte voll miteinander verbunden (Abbildung 2.2, rechts), so entsteht kein Schlupf in der Verbundfuge. Im Querschnitt entsteht eine Nulllinie. Der Querschnitt des Verbundträgers verhält sich wie ein monolithischer Querschnitt. Die Dehnung der beiden Teilquerschnitte ist ident. Im Vergleich zu den unverbundenen Teilquerschnitten weist der Querschnitt im Vollverbund eine höhere Biegesteifigkeit

und eine kleinere Normalspannung bei gleicher Schubsteifigkeit und gleicher Beanspruchung der Schubspannung auf, vgl [2].

Hinsichtlich der Nachgiebigkeit kann zwischen starrem und nachgiebigem Verbund unterschieden werden. Beim starren Verbund wirkt die Verbindung sofort. Beim nachgiebigen Verbund hingegen ist zur Aktivierung der Verbundwirkung ein Schlupf nötig.

Beim nachgiebigen Verbund kommt es also äquivalent zum teilweisen Verbund zu einem Schlupf in der Verbundfuge.

Der Unterschied von teilweisen und nachgiebigen Verbund liegt allerdings darin, dass beim nachgiebigen Verbund - vorausgesetzt es besteht keine Stabilitätsgefahr - nur die Biegesteifigkeit des Bauteils reduziert wird. Der teilweise Verbund wirkt sich dabei neben der Steifigkeitsabminderung auch noch zusätzlich abmindernd auf die Tragwirkung aus.

## 2.3 Stand der Technik

### 2.3.1 Verbundplatten

Verbundplatten bestehen aus Stahlprofilblechen und Aufbeton. Beim Einsatz als tragende Decke wird das Profilblech auf der Unterkonstruktion befestigt und wirkt dabei im Bauzustand als begehbare Arbeitsbühne und als integrierte Schalung für den Aufbeton. Das Profilblech ersetzt die untere Bewehrung, siehe Abbildung 2.3. Durch das gute Zusammenspiel von Profilblech und Ortbeton, erzielen Verbundplatten einige Vorteile gegenüber herkömmlichen Massivplatten, wie etwa kürzere Bauzeiten, das Wegfallen des Schalungsaufwands, größere Stützweiten, und geringere Bauhöhen, vgl. [1], [2], [3].

#### 2.3.1.1 Verbundwirkung

Eine der größten Herausforderungen bei Verbundplatten ist es einen dauerhaften Verbund zwischen dem kaltgewalzten, relativ glatten Blech und dem Ortbeton zur Übertragung des Schubflusses zu erzeugen. Um eine ausreichende Verbundwirkung zu erzeugen gibt es mehrere Möglichkeiten.

Nach Eurocode 4 unterscheidet man im Wesentlichen mechanischen Verbund, den Verbund über Reibung und über Endverankerung, wobei sie in der Praxis auch in

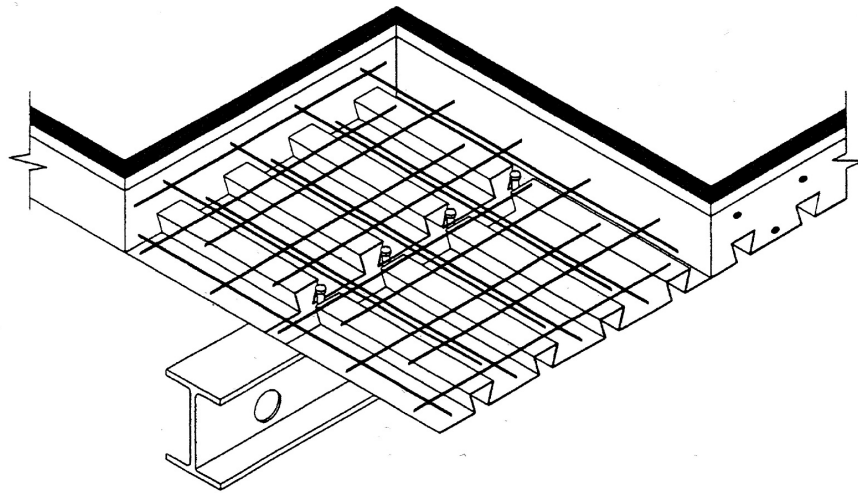


Abbildung 2.3: Aufbau einer Verbunddecke [2]

Kombination eingesetzt werden.

Mechanischer Verbund wird durch Vertiefungen und Löcher im Stahlprofil, Noppen, Schräg- oder Querrippen hergestellt (Abbildung 2.4 a). Bei der Herstellung der Verbundplatten ragen Noppen etc. in den Beton hinein und fungieren als kleine Stahldübel, Eintiefungen und Löcher werden mit Beton gefüllt, so dass Betondübel entstehen.

Durch schwalbenschwanzförmige oder ähnliche Profilierung der Bleche wird Reibungsverbund erzeugt (Abbildung 2.4 b). Beim Reibungsverbund kann der Schubfluss durch Reibung und Klemmwirkung übertragen werden.

Neben diesen kontinuierlichen Verbundarten ist oftmals eine zusätzliche Endverankerung durch mechanischen Verbund, wie man ihn durch Kopfbolzendübel oder eine Verformung der Profilbleche an ihren Enden erhält, notwendig (Abbildung 2.4 c).

### 2.3.1.2 Stahlprofilbleche

Die Stahlbleche für Verbundplatten werden durch Kaltprofilierung von Stahlbändern hergestellt. Zum Schutz gegen Korrosion sind die Bänder in der Regel verzinkt oder mit einer Galvanisierungsschicht überzogen. Es werden dabei meist schwalbenschwanzförmige oder trapezförmige Bleche gewählt. Schwalbenschwanzförmige Profile haben dabei den Vorteil, dass sie in weiterer Folge als Installationsleisten verwendet werden können. Einen weiteren Vorteil bieten diese Profilformen in brandschutztechnischer Sicht. Wegen der isolierenden Wirkung der eingeschlossenen Luft

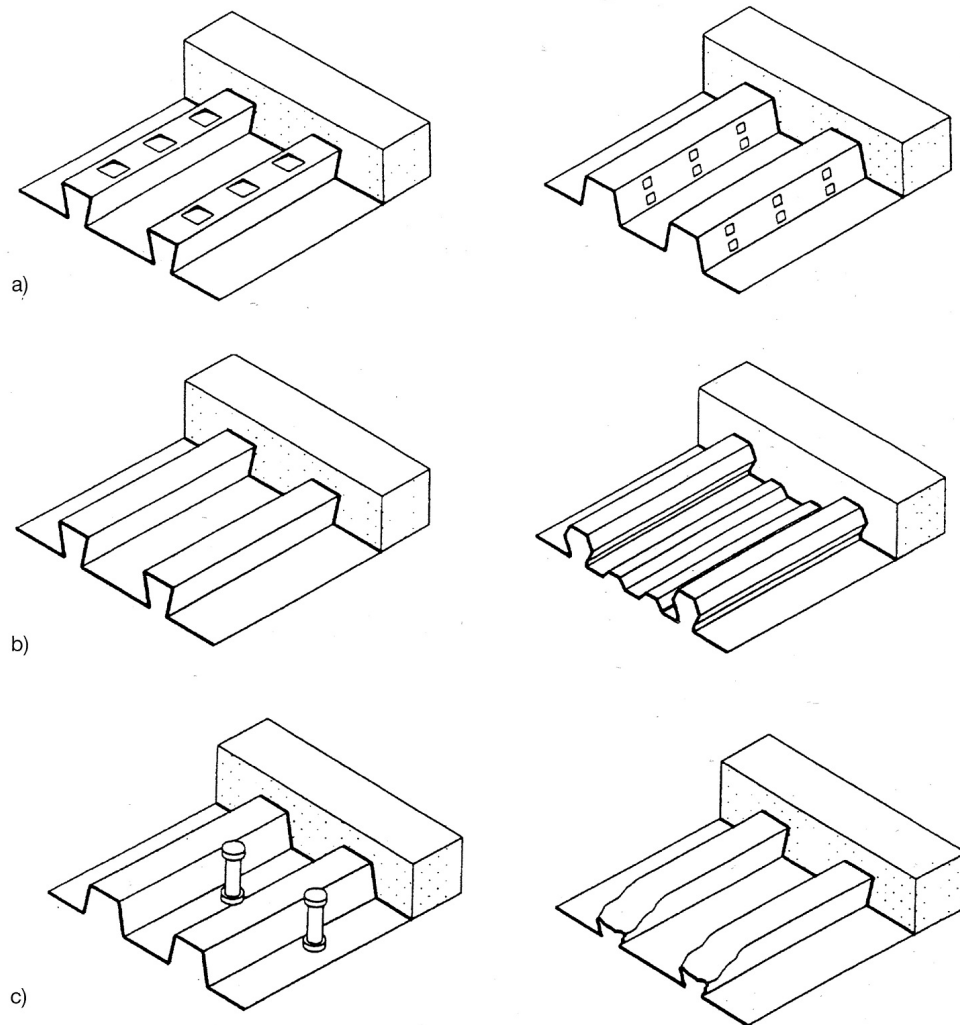


Abbildung 2.4: Erzeugung der Verbundwirkung bei Verbunddecken

erwärmt sich der hinterschnittene Profilberg wesentlich langsamer als der Profilberg bei Trapezprofilen. Bei Trapezprofilen wird eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten erreicht, bei Schwalbenschwanzprofilen hingegen eine von 60 bis 80 Minuten. Die Dicken der Bleche für Verbundplatten betragen in der Regel 0,5 bis 2 mm. Abhängig von der Spannweite bewegt sich die Höhe zwischen 45 und 75 mm. Die Höhe der gesamten Verbundplatte wird also maßgebend durch die Höhe des Profilblechs beeinflusst. In der Regel werden Konstruktionsdicken von 30 cm erreicht. Mit Verbundplatten können Spannweiten von 6 m erreicht werden.

Die Trapezbleche verlaufen im Allgemeinen quer zu den Trägern, auf denen sie aufliegen. Bei einer Endverankerung mit Kopfbolzen, werden diese dabei durch das Blech auf die Flansche des Trägers aufgeschweißt bzw. ab einer Blechdicke von



1.25 mm werden die Trapezbleche zuvor gelocht.

### 2.3.2 Verbundmittel

Wie bereits genannt kann der planmäßige Verbund zwischen Beton und Stahl über Haftverbund oder Reibungsverbund hergestellt werden. Wobei das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion maßgebend von der Ausbildung des Verbunds abhängt. Dafür kommen verschiedenste, mehr oder weniger gebräuchliche Verbundmittel zur Anwendung, siehe Abbildung 2.5. Der Verbund mittels Dübeln kann über Stahldübel oder Betondübel erbracht werden, vgl. [1], [2], [3], [4].

#### 2.3.2.1 Stahldübel

Stahldübel werden auf das Stahlprofil aufgeschweißt. Es gibt verschiedene Stahldübel, die sich in ihrer Form und Tragfähigkeit unterscheiden. Wobei Block-, Winkel- oder Schlaufendübel wegen ihrer wirtschaftlichen, statischen und ausführungstechnischen Nachteile gegenüber etwa dem Kopfbolzendübel kaum noch verwendet werden.

**Kopfbolzendübel** sind bedingt durch ihre einfache Herstellung und das gutmütige plastische Verhalten eines der weitverbreitetsten und gebräuchlichsten Verbundmittel. Die Dübel bestehen, wie der Name sagt, aus einem Bolzen mit anschließendem Kopf. Sie werden in unterschiedlichen Größen hergestellt. Der Kopf der Dübel dient zur Sicherung gegen das Abheben der Platte. Die Dübel werden durch Aufschweißen auf der Unterkonstruktion aufgebracht. Sie werden entweder in vertikaler Lage am Obergurt, oder - ist aus wirtschaftlichen Gründen kein Obergurt vorhanden - horizontal an den die Stege angeschweißt. Die Schweißarbeiten werden mit einem genormten Schweißverfahren in der Regel bereits im Werk durchgeführt.

Je nach Abmessung und Anzahl der aufgetragenen Dübel wird ein starrer oder nachgiebiger Verbund erzielt. Auch die Tragfähigkeit der Dübel ist von den geometrischen Abmessungen abhängig. Kopfbolzendübel zählen zu den duktilen Verbundmitteln. Zu beachten ist, dass die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel bei einer Verbundplatte mit Profilblechen und Aufbeton kleiner ist als bei Massivplatten, da durch die Blechprofilierung das Betonvolumen hinter den Dübeln, und dadurch die Festigkeit verringert wird.

**Blockdübel und Schlaufenanker** werden einzeln oder in Kombination verwendet. Die Anker werden aus Bewehrungsstahl geformt. Die Dübel bestehen aus Stahlblöcken verschiedener Form. Sie werden an der Unterkonstruktion angeschweißt. Die Anker sollen ein Abheben der Platte verhindern. Wobei Schlaufenanker wegen der hohen Kosten heute kaum noch zur Anwendung kommen. Außerdem weisen diese Art von Verbundmitteln in der Regel keine ausreichende Duktilität auf.

**Schenkeldübel** haben einen Tragschenkel und einen Befestigungsschenkel. Sie bestehen aus kantig verformten L-Profilen. Der Tragschenkel muss dabei neben den Lasten auch die durch die plastische Verformung des Schenkels umgelagerten Dübelkräfte aufnehmen. Durch die Abkantung am oberen Ende des Dübels soll ein Abheben der Platte verhindert werden.

**HV-Schrauben** sind ein gebräuchliches Mittel um Reibungsverbund herzustellen. Der Reibungsverbund ist ein nachgiebiger Verbund. Solche Schrauben kommen bei Fertigteilplatten anstelle von Ortbeton zum Einsatz. In den Fertigteilplatten sind an Stellen des geplanten Einsatzes der Schrauben bereits werkmäßig Aussparungen angedacht.

Durch die vorgespannten Schrauben werden die Schubkräfte über Reibung übertragen. Von Vorteil sind diese Verbundmittel wegen ihrer hohen Anfangssteifigkeit und der hohen Duktilität ab Überschreiten Fließgrenze. Beim Vorpannen der Schrauben ist zu beachten, dass die Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden 30 bis 40 % betragen.

### 2.3.2.2 Betondübel

Wie bei der Perfobondleiste oder dem Kronendübel entstehen Betondübel durch Aussparungen, Brennschneiden, oder Stanzen beliebiger Geometrien im Stahl, welche nachträglich mit Beton gefüllt werden. Durch gleiche Vorgehensweise entstehen die Betondübel auch bei der Metall - Beton - Verbundplatte, wobei das Blech hier nicht hochkant sondern flach unter dem Beton angeordnet ist.

**Perfobondleisten** sind gelochte Blechstreifen, welche hochkant auf die Unterkonstruktion aufgeschweißt werden. Die Perfobondleisten sollen im Gebrauchszustand einen Verbund möglichst ohne Schlupf gewährleisten, im Bruchzustand hingegen

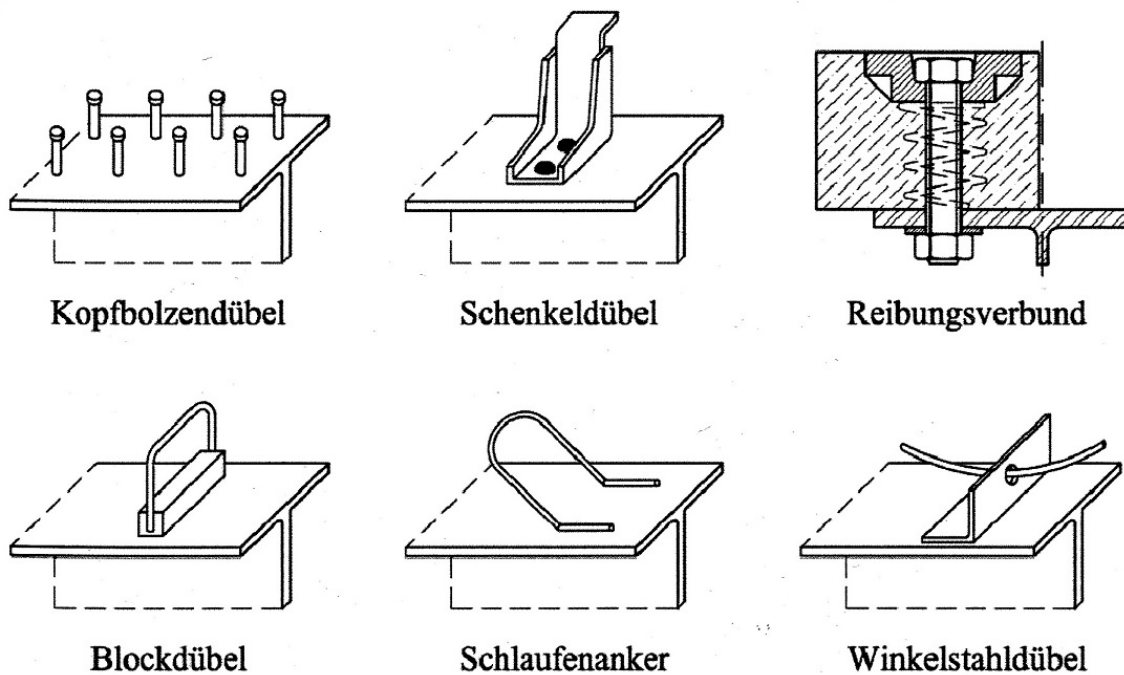


Abbildung 2.5: Verbundmittel [4]

nachgiebig sein. Die Schubkräfte werden über die Betondübel übertragen, welche mit dem Ausfüllen der Löcher in den Blechen entstehen.

**Kronendübel** sind, wie die Perfobondleisten, Dübelleisten welche auf die Unterkonstruktion hochkant angeschweißt werden. Der Unterschied der beiden Leisten liegt in ihrer Geometrie. Anders als die Perfobondleisten, hat der Kronendübel keine Löcher, sondern zahnartige Aussparungen an der Oberkante, wodurch Beton und Stahl miteinander verzahnt werden.

## 2.4 Metall - Beton - Verbundplatte

Bei der Metall-Beton-Verbundplatte handelt es sich um eine kleinformatige Platte, welche eine Weiterentwicklung konventioneller Verbundplatten darstellt. Die Platte besteht aus einem verzinkten Lochblech aus Stahl mit einer darauf aufgebracht, mehrere Zentimeter dicken, zementgebundenen Schicht, siehe Abbildung 2.6. Die Bauteilhöhe der Platte kann durch diesen Aufbau offensichtlich gering gehalten werden. Durch die geringe Bauteilhöhe wird die Platte ideal in der Verwendung als

Trogdeckel, Deckel für Kanalschächte in Tunnels und bei Brücken oder etwa Kanaldeckeln.

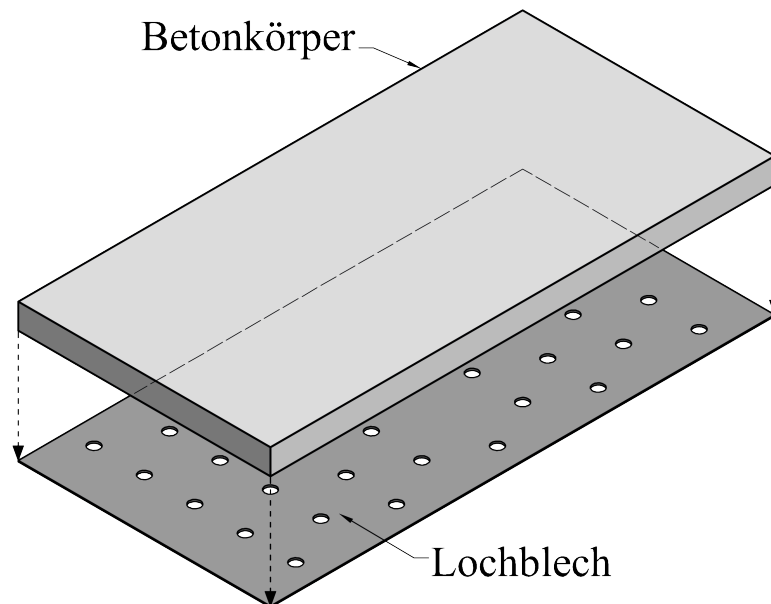


Abbildung 2.6: Schematische Darstellung der Metall-Beton-Verbundplatte [5]

Im Weiteren sollen sowohl die Tragwirkung der Platte als auch ihre Vorzüge genauer erläutert werden.

### 2.4.1 Tragwirkung

Ihre bevorzugte Anwendung als Abdeckung bringt für die Platte eine Lagerung entlang des Randes mit sich. Da das Blech nur für positive Momente als Zugbewehrung genutzt wird, kommt die Platte als einfeldriges, einachsig oder zweiachsig gespanntes System zum Einsatz.

Die Stahlplatte übernimmt dabei den Zug und die Aufbetonschicht den Druck, resultierend aus der Biegebelastung. Damit Stahl und Beton in dieser Form interagieren können, muss ein Verbund zwischen den beiden Materialien gewährleistet sein. Dies wird durch die Löcher in der Stahlplatte ermöglicht. Während des Betoniervorgangs füllen sich die Löcher mit Beton. Es bilden sich Betondübel aus, welche die Übertragung von anfallenden Schubkräften in der Scherfuge gewährleisten.

Durch die Biegebelastung entsteht Zug im Lochblech. Diese Zugkraft wird in der vertikalen Kontaktfläche (Halbe Wandung der Löcher) vom Blech auf den Betondübel

übertragen. Der Dübel selbst muss die Kraft über die Scherfuge zum Aufbeton übertragen. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass die horizontale Querschnittsfläche des Betondübels maßgebend für die Schubtragfähigkeit der Platte ist.

### **2.4.2 Vorteile gegenüber herkömmlichen Platten**

Vergleicht man schlaff bewehrte Platten mit der Metall-Beton-Verbundplatte, kann bei gleicher Bauteildicke ein größerer innerer Hebelsarm erreicht werden, oder es kann bei gleichbleibendem Hebelsarm die Bauteildicke reduziert werden.

Da das Blech nicht profiliert ist, ist es somit nur von geringer Bedeutung hinsichtlich der Gesamthöhe der Platte.

Somit kann bei kleinen Platten voraussichtlich 10 bis 20% des Gesamtgewichts und Materials eingespart werden. Die Einsparung von Material und Gewicht führt folglich auch zu einer Reduktion der Kosten und der CO<sub>2</sub> Emissionen, die bei der Produktion anfallen würden. Überdies ist der Schalungs- und Herstellungsaufwand sehr gering. Das Lochblech wird einfach vor dem Betonieren in die Schalung gelegt und es werden keine zusätzlichen Bewehrungsstäbe benötigt. Auch die Recycling- und Entsorgungskosten sollten sich bei dieser Art von Platten in Grenzen halten, vgl. [5].

## 3 Versuche zum Abscherverhalten

Im Zuge der Entwicklung der Metall-Beton-Verbundplatte wurden experimentelle Untersuchungen im Labor für Bauteilversuche des Instituts für Tragkonstruktionen der TU Wien durchgeführt. Im Vorfeld wurde versucht, das Tragverhalten mittels 4-Punkt Biegeversuchen zu bestimmen. Danach folgten Abscherversuche an kleineren Probekörpern, welche einen Einblick in die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton geben sollten. In weitere Folge wird nur auf die Abscherversuche eingegangen.

Der Verbund zwischen Stahl und Beton ist der wichtigste Faktor für das Tragverhalten der MBV-Platte. Da von dem Verbundverhalten der kleinen Probekörper auf größere geschlossen werden soll, ist klar, dass für den Verbund der beiden Baustoffe neben der möglichen Reibung zwischen Beton und Stahl das Abscher- und Tragverhalten eines einzelnen Dübels von eklatanter Bedeutung ist. Durch die Abscherversuche soll daher die Kapazität der einzelnen Dübel bestimmt werden.

Wegen der bisher unüblichen Anordnung und Einsatz der aus Beton fungierenden Dübel, war es nicht sinnvoll die Versuche entsprechend ÖN EN 1994-1-1 (Anhang B) [6] durchzuführen. Es wurde jedoch ein Versuchsaufbau entwickelt, der sich grundsätzlich an jenen der ÖN EN 1994-1-1 [6] anlehnt.

### 3.1 Versuchskörper

Die Versuchskörper bestehen aus einer oberen zementgebundenen, quaderförmigen Schicht von 100/100/50 mm (Breite/Länge/Höhe) bzw. 150/100/50 mm und einem darunter liegenden 1, 1.5 bzw. 2 mm dicken Stahlblech der Güte S235, siehe Abbildung 3.2 . Die obere zementgebundene Schicht bei den unterschiedlichen Versuchsreihen wurde entweder aus Beton der Güte C40/50 SCC (GK8), C25/30 B7 SCC oder aus Vergussmörtel SikaGrout 314 hergestellt. Die im Zuge der Versuche gemessenen Materialparameter sind in Abschnitt 3.4 aufgelistet.

Die zementgebundene Schicht und der Stahl sind durch eine oder mehrere Reihen von Betondübeln miteinander verzahnt. Die Dübelreihen bestehen aus je 2 bzw. 5 Dübeln welche normal und symmetrische bezüglich der Belastungsrichtung angeordnet sind., vgl. Abbildung 3.1, 3.2. Weil der geometrische Einfluss der Dübel

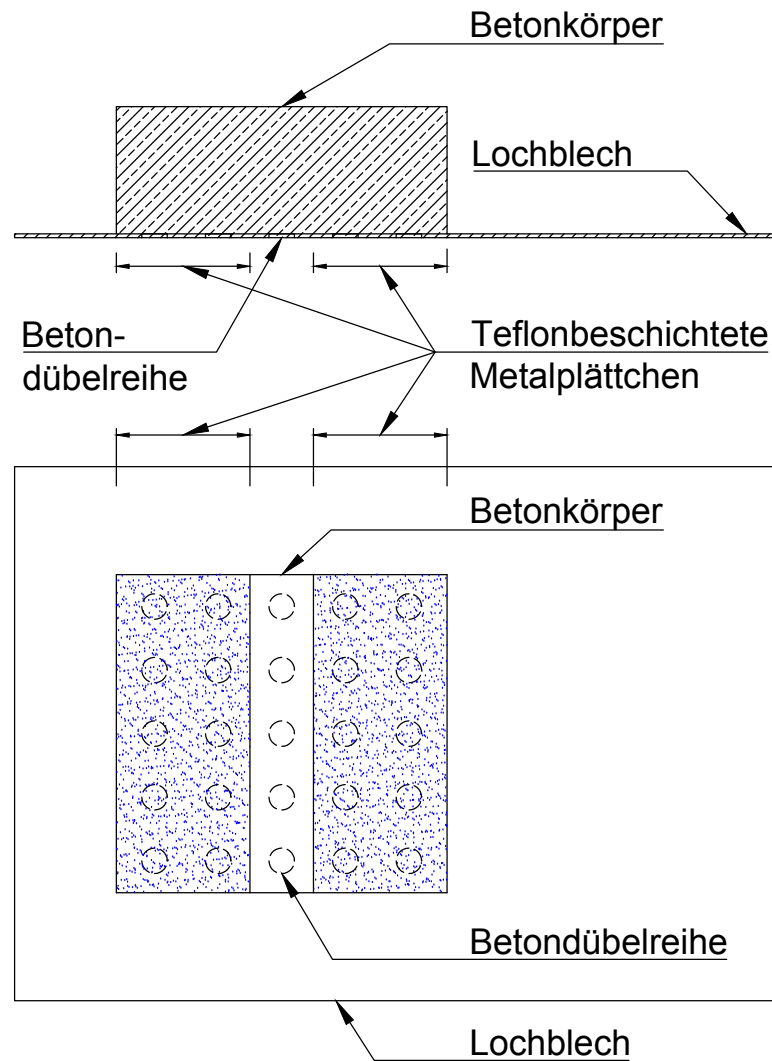


Abbildung 3.1: Schematische Skizze eines Versuchskörper

auf die Tragwirkung untersucht wurde, kamen Probekörper mit unterschiedlichen Dübeldurchmesser im Bereich von 5 bis 20 mm zum Einsatz. Da die Versuche der Ermittlung der Einzeltragfähigkeit eines einzelnen Dübels dienen sollten, wurde versucht die Reibung zwischen Beton und Stahl durch Einlegen zusätzlicher Metall-

blättchen und einer Zwischenschicht aus Polytetrafluorethylen (PTFE a.k.a. Teflon) auf ein Minimalmaß zu reduzieren. Dieses Metallplättchen verhindert zudem, dass die nicht genutzten Lochreihen während des Betoniervorgangs aufgefüllt werden, vgl. Abbildung 3.1. Die genauen verwendeten Materialien und geometrischen Angaben der einzelnen Versuchsreihen sind in der Tabelle 3.1 zu finden.

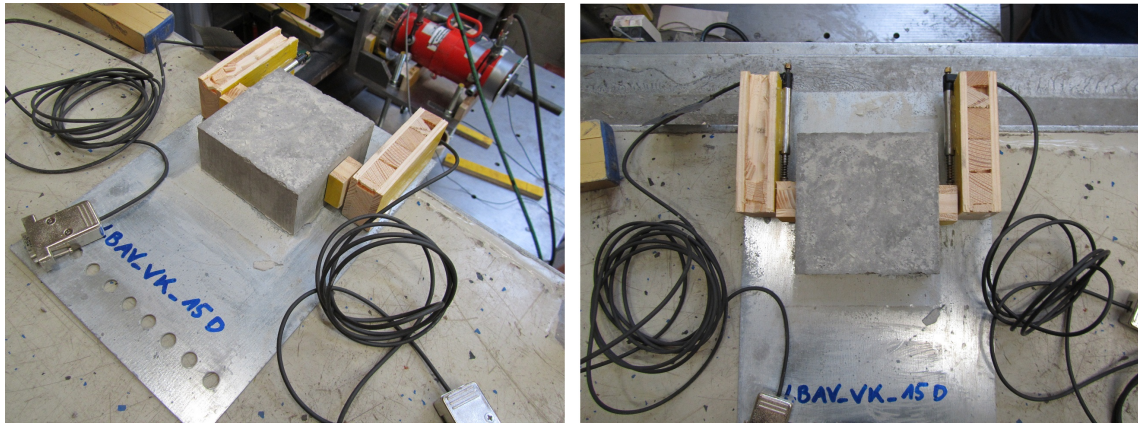


Abbildung 3.2: Versuchskörper

## 3.2 Versuchsreihen und Parameter

Bisher fanden zu den Abscherversuchen 24 Versuchsreihen mit je 5 Versuchskörpern statt. Die durchschnittlichen Versuchsergebnisse der Versuchsreihen sind in Tabelle 3.1 aufgelistet. Bei den Versuchsreihen wurden Parameter und Materialien verändert. Die einzelnen Reihen unterscheiden sich durch ein oder mehrere der folgenden Parameter:

- Material der zementgebundenen Schicht
- Durchmesser der Dübel
- Abstand der Dübel
- Stärke des Lochblechs
- Anzahl der Dübel in einer Reihe
- Anzahl der Dübelreihen in Richtung des Lasteintrages
- aufgebrachte Querbelastung
- Vorbelastung durch Frost-Tau-Einfluss



Die Probekörper hatten bei der Versuchsdurchführung ein Alter von mindestens 28 Tagen.

### 3.3 Versuchsaufbau

Für die Versuchsdurchführung kommt eine einachsige, hydraulische Prüfmaschine (Schenkmaschine) in Kombination mit einem zusätzlichen Hydraulikmodul, welches die Abscherkraft weggesteuert aufbringt, zum Einsatz.

Der Versuchskörper wird auf Rollen gelagert in den Versuchsaufbau eingebaut. Die Rollen sollen eine Reibung durch Aufliegen des Lochblechs verhindern, da hier einzig die Abscherkraft von Interesse ist.

Die Hydraulik mit Ringmessdose wird vor der Schenkmaschine auf einer Stahlkonstruktion aufgebaut. Eine Gewindestange, über welche die Hydraulik die Kraft überträgt, ist über ein angeschweißtes Blech mit dem Lochblech verbunden. Die Verbindung besteht durch fünf Schrauben, für welche sowohl am Rand des Lochblechs wie auch am an der Gewindestange angeschweißten Blech bereits Löcher vorgesehen sind.

Ein Stahlrahmen, welcher zwischen der L-förmigen Stahlkonstruktion und dem Versuchskörper eingelegt wird, verhindert eine horizontale Verschiebung des Betonkörpers. Die Verschiebung zwischen Würfel und Lochblech wird von 2 Wegaufnehmern gemessen, die an beiden Seiten des Probekörpers aufgeklebt sind.

Während dem Versuchsablauf übt die Schenkmaschine eine weggesteuerte Kraft auf den Versuchskörper aus, welche ein mögliches Aufstellen des Würfels verhindern soll. Zeitgleich wird von der Hydraulikmaschine mit Ringmessdose eine weggesteuerte Kraft auf die Gewindestange übertragen, wodurch das Lochblech gezogen wird. Die Kraft wird gesteigert bis es zum Versagen des Versuchskörpers kommt, dabei ist zu erwarten, dass das Versagen in der Verbundfuge auftreten wird.

Gemessen wird der zeitliche Verlauf der Relativverschiebung, die aufgebrachte Kraft der Hydraulik und die durch die Schenkmaschine aufgebrachte Querbelastung. Daraus kann auf die maximal aufnehmbare Kraft in der Verbundfuge geschlossen werden. Hierbei kann der Einfluss der Reibung durch die gemessene Querdruckkraft der Schenkmaschine quantifiziert und somit berücksichtigt werden.

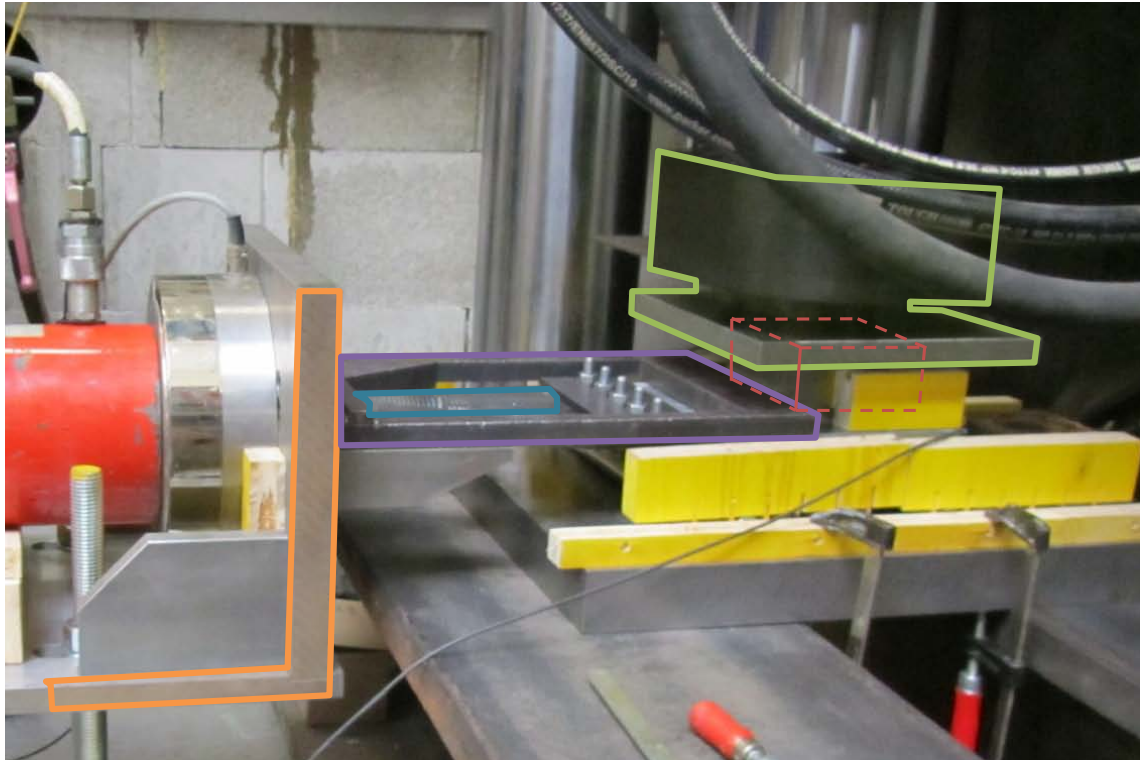


Abbildung 3.3: Versuchsaufbau mit der Hydraulik, welche über die Gewindestange (blau) am Blech anzieht, dem Rahmen (lila) welcher zwischen L-Konstruktioen (orange) und Versuchskörper (rot-strichliert) aufliegt und eine horizontale Verschiebung des Betonstücks verhindert, sowie der Schenkmaschine (grün) mit darunterliegendem Versuchskörper

### 3.4 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der einzelnen Versuchsreihen, wie sie in Tabelle 3.1 aufgelistet sind, setzen sich jeweils aus den durchschnittlichen Werten der je 5 Versuchskörper, aus welchen jede Versuchsreihe besteht, zusammen.

Tabelle 3.1: Parameter und gemittelte Versuchsergebnisse aller Serien

	Material	$n_{BD}^{**}$ [Stk.]	$\phi / w / t$ [mm]	$F_{N,quer}$ [kN]	$F_{Reibung}$ [kN]	$P_{BD,ges}$ [kN]	$P_{BD}$ [kN]
VR-1	C40/50	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	1.127	0.225	3.047	0.609
VR-2	C40/50	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.0	1.345	0.274	2.101	0.420
VR-3	C40/50	6 (1)	6.5 / 17.0 / 1.0	0.501	0.093	1.390	0.232
VR-4	C40/50	11 (1)	5.0 / 8.0 / 2.0	0.719	0.113	1.481	0.135
VR-5	C40/50	10 (2)	10.0 / 20.0 / 1.5	1.877	0.574	5.142	0.514
VR-6	C40/50	15 (3)	10.0 / 20.0 / 1.5	1.473	0.548	5.781	0.385
VR-7	C40/50	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	40.189	7.917	19.944	3.989
VR-8	Si.Gr. 314	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	1.110	0.221	3.088	0.618
VR-9	Si.Gr. 314	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	1.180	0.238	2.822	0.564
VR-10	Si.Gr. 314	11 (1)	5.0 / 8.0 / 2.0	0.887	0.141	1.160	0.105
VR-11	Si.Gr. 314	33 (3)	5.0 / 8.0 / 2.0	0.882	0.181	1.872	0.057
VR-12	C25/30	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	1.036	0.205	2.426	0.485
VR-13	C25/30	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	2.197	0.492	3.223	0.645
VR-14	C25/30	5 (1)	14.0 / 20.0 / 1.5	0.947	0.187	3.331	0.666
VR-15*	C25/30	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	1.376	0.282	3.356	0.671
VR-16*	C25/30	5 (1)	10.0 / 20.0 / 1.5	0.943	0.184	3.675	0.735
VR-51	C40/50	2 (1)	20.0 / 48.5 / 2.0	0.865	0.209	3.319	1.660
VR-52	C40/50	2 (1)	20.0 / 48.5 / 2.0	21.452	6.221	16.058	8.029
VR-53	C40/50	2 (1)	20.0 / 48.5 / 2.0	44.745	11.321	18.557	9.278
VR-54	C40/50	2 (1)	20.0 / 48.5 / 2.0	0.378	0.087	3.153	1.576
VR-55	C40/50	2 (1)	20.0 / 48.5 / 2.0	33.352	8.838	19.705	9.853
VR-56	Si.Gr. 314	2 (1)	20.0 / 48.5 / 2.0	1.310	0.337	4.802	2.401
VR-57	Si.Gr. 314	4 (2)	20.0 / 48.5 / 2.0	46.285	18.329	34.091	8.523
VR-58	Si.Gr. 314	6 (3)	20.0 / 48.5 / 2.0	23.837	14.326	23.459	3.910

\* die Serien LBAV-VK-15 und LBAV-VK-16 wurden vor den Versuchen einer Frost-Taubelastung ausgesetzt

\*\* Index = Anzahl der Dübelreihen

Die Versuchsreihen sind hier mit ihren Parametern angegeben, über welche sie sich, wie bereits erwähnt, unterscheiden. Die verwendeten Kürzel stehen dabei für:

$n_{BD}$	Anzahl der Dübel eines Probekörpers, wobei diese sich in VR-6 und VR-58 auf 3 Reihen, in VR-5, VR-11 und VR-57 auf 2 Reihen und bei allen anderen Versuchsreihen auf eine Dübelreihe aufteilen
$\phi$	Durchmesser eines einzelnen Dübels
$w$	Abstand zwischen zwei Dübeln von Mittelpunkt zu Mittelpunkt
$t$	Höhe des Dübels und somit auch die Blechdicke
$F_{N,quer}$	aufgebrachte Kraft der Schenkmaschine
$F_{Reibung}$	rechnerisch ermittelte Reaktionskraft zufolge der Reibung
$P_{BD,ges}$	Reaktionskraft aller Dübel des Probekörpers unter Abzug der Reibung
$P_{BD}$	Reaktionskraft des einzelnen Dübels unter Abzug der Reibung

Detaillierte Informationen über die Versuchdaten jedes einzelnen Versuchskörpers können in [7] gefunden werden.

Die Materialparameter der Materialien, welche für den zementgebundenen Teil der Probekörper zum Einsatz kamen, wurden im Zuge der Versuche gemessen. Die gemessenen Materialparameter der verwendeten zementgebundenen Baustoffe sind in den Tabellen 3.2, 3.3 und 3.4 angeführt.

Tabelle 3.2: C 40/50: gemessene Materialparameter

$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$E_{cm}^*$	$\varepsilon_{c1}^*$	$\varepsilon_{cu1}^*$
MPa	MPa	GPa	‰	‰
42.76	4.19	34.02	2.3	3.5

\* Werte laut ÖN EN 1992-1-1 [8]

Tabelle 3.3: Sika Grout 314: gemessene Materialparameter

$f_{cm}$	$f_{ctm}$
MPa	MPa
61.62	9.41

Tabelle 3.4: C 25/30 B7 SCC: gemessene Materialparameter

$f_{cm}$	$f_{ctm}$
MPa	MPa
61.41	4.42

## 3.5 Interpretation der Versuchsergebnisse

Im Folgenden wird ein Blick auf die maximalen Reaktionskräfte einzelner Dübel in den Versuchsergebnissen geworfen und mögliche Ursachen hinsichtlich ihrer unterschiedlichen Größen diskutiert. Es werden dabei die Ergebnisse der Probekörper in den Versuchsreihen selbst, wie auch die gemittelten Ergebnisse der Versuchsreihen miteinander verglichen.

### 3.5.1 Varianz der Versuchsergebnisse

Die folgende Vergleiche der gemittelten Ergebnisse der Versuchsreihen müssen unter der Prämisse betrachtet werden, dass die Varianzen einzelner Stichproben sehr groß sind. Bei Betrachtung der Varianzen fällt auf, dass diese entweder durch einen einzelnen extremen Ausreißer oder durch unterschiedlich große Messwerte in einer einzelnen Versuchsreihe bedingt werden. Eine mögliche Quelle der großen Streuung der Reaktionskräfte eines Dübels innerhalb einer Versuchsreihe kann hier im Vergleich zwischen der Dübelgröße und Struktur der zementgebundenen Schicht gefunden werden.

Mörtel und Beton sind heterogene Baustoffe. Das heißt, sie bestehen aus mehreren zumindest quasi-homogenen Materialien, deren Anordnung durch die Herstellung bedingt ist. Praktisch bedeutet das für den vorliegenden Fall, dass beobachtete Festigkeitseigenschaften durch die Anordnung und Geometrie der Zuschlagskörner beeinflusst werden.

Der Wunsch nach relativ gleichmäßigen Festigkeitseigenschaften (Minimierung der Varianz) kann durch ein, im Verhältnis zum gesamten Bauteil, gleichmäßiges Gefüge (respektiv ein adäquates Verhältnis von Zuschlagsgröße zu den minimalen Bauteilabmessungen) erreicht werden. Diese Überlegungen können unter anderem im Stand

der Technik in Form von Normen angetroffen werden. Unter anderem kann in [9] folgende Quantifizierung des Größtkorns angetroffen werden:

Das Größtkorn ist so zu wählen, dass der Beton einwandfrei gefördert und verarbeitet werden kann. Seine Nenngröße darf  $1/3$  (besser  $1/5$ ) der kleinsten Bauteilabmessung nicht überschreiten. Das Größtkorn sollte mindestens 5 mm kleiner sein als der kleinste Abstand der Bewehrungselemente untereinander oder zur Schalung.

Wenn nun im Lichte der vorangegangenen Überlegungen die vorliegenden Größtkorndurchmesser von 4 mm bei Mörtel und 8 mm bei Beton mit den vorliegenden Dübel-



Abbildung 3.4: Gefüge in der Verbundfuge einer Dübelreihe, welche bis zum Versagen belastet wurde (VR-13A)

durchmessern von 5-20 mm verglichen werden, wird klar, dass der gewünschte Grad der Homogenität in der Verbundfuge nicht gegeben ist. Das heißt, einzelne größere Körner in der Verbundfuge (siehe Abbildung 3.4) können zu einer verminderten Tragfähigkeit eines Dübels führen.



### 3.5.2 Variation der Geometrie

Es ist klar, dass die Geometrie der Versuchskörper einen Einfluss auf die maximalen Reaktionskräfte der Dübel haben. Dabei haben einige geometrische Parameter einen größeren Einfluss auf dessen Reaktionskraft als andere.

In diesem Zusammenhang fallen die Versuchsreihen 3 und 4 auf. Während Reihe 3, in welcher die Dübel einen Durchmesser  $\phi$  von 6.5 mm und eine Dicke  $t$  von 1 mm haben, eine maximale Reaktionskraft von 232 N je Dübel aufweist, wird in Reihe 4, mit Dübeln mit einem Durchmesser  $\phi$  von 5 mm und einer Dicke  $t$  von 2 mm, eine durchschnittliche maximale Reaktionskraft von 135 N pro Dübel erreicht, siehe Tabelle 3.5.

Tabelle 3.5: Vergleich der Versuchsergebnisse der Reihen 3 und 4

	VR-3	VR-4	VR-3/VR-4
$\phi$ [mm]	6.5	5	130 %
$t$ [mm]	1	2	50%
$A$ [mm <sup>2</sup> ]	33.18	19.64	169 %
$P_{BD}$ [N]	232	135	172%

Es fällt auf, dass die Dübel in Reihe 3 trotz halber Dicke im Vergleich zu Reihe 4 eine um 72 % gesteigerte Reaktionskraft aufweisen. Dies wird darauf zurückgeführt, dass die Abscherflächen  $A$  in der Verbundfuge in etwa im selben Verhältnis erhöht werden wie besagte Reaktionskraft. Deshalb kann also gesagt werden, dass der Durchmesser der Dübel einen höheren Einfluss auf die maximale Reaktionskraft als die Dicke des Dübels hat.

### 3.5.3 Variation der Anzahl der Dübelreihen

Weiters stellt sich die Frage, welchen Einfluss die Anordnung und Anzahl der Dübel auf die maximale Reaktionskraft der Dübel hat. Dafür werden 3 vergleichbare Reihen betrachtet, deren Probekörper sich ausschließlich durch Anzahl und Anordnung ihrer Dübel unterscheiden. Alle Dübelreihen in den Versuchsreihen bestehen jeweils aus fünf Dübeln.

Die Probekörper in Versuchsreihe 1 besitzen eine Dübelreihe und weisen eine durch-

Tabelle 3.6: Vergleich der Versuchsergebnisse der Reihen 1, 5 und 6

	VR-1	VR-5	VR-6
$n_{Reihen}$ [Stk.]	1	2	3
$n_{BD}$ [Stk.]	5	10	15
$P_{BD}$ [N]	609	514	385
$P_{BD,5}/P_{BD,1} = 84.4\%$		$P_{BD,6}/P_{BD,1} = 63.2\%$	

schnittliche maximale Reaktionskraft von 609 N je Dübel auf. In Versuchsreihe 2 haben die Probekörper je zwei Dübelreihen. Wird die gesamte Reaktionskraft gleichmäßig auf die einzelnen Dübel aufgeteilt, so weisen diese eine Reaktionskraft von 524 N auf. Die Probekörper der Versuchsreihe 3 besitzen jeweils 3 Dübelreihen. Wird die Reaktionskraft des gesamten Probekörpers hier, wie auch schon in Reihe 2 gleichmäßig auf die einzelnen Dübel aufgeteilt, so erhält man eine Reaktionskraft von 385 N je Dübel, siehe Tabelle 3.6.

Ist nur eine Dübelreihe vorhanden, welche normal zu ihrer Achse beansprucht wird, so kann die Reaktionskraft gleichmäßig über die Anzahl der Dübel verteilt werden. Voraussetzung dafür ist natürlich ein genügend großer Abstand der Dübel zum Lasteinleitungspunkt, so dass alle Dübel in der Reihe gleichmäßig beansprucht werden (Prinzip von Saint-Venant).

Vergleicht man nun die Ergebnisse für die Reaktionskräfte eines einzelnen Dübels, hervorgehend aus Versuchsreihen mit zwei oder drei Dübelreihen, mit jenen die aus Versuchsreihen mit einer Dübelreihe stammen, so ist zu erkennen, dass mit steigender Anzahl der Dübelreihen die gemittelte maximale Reaktionskraft des einzelnen Dübels sinkt.

Dies kann dadurch erklärt werden, dass die Dübel durch den nicht konstanten Verzerrungszustand im Blech unterschiedlich aktiviert werden (siehe Abbildung 3.5).



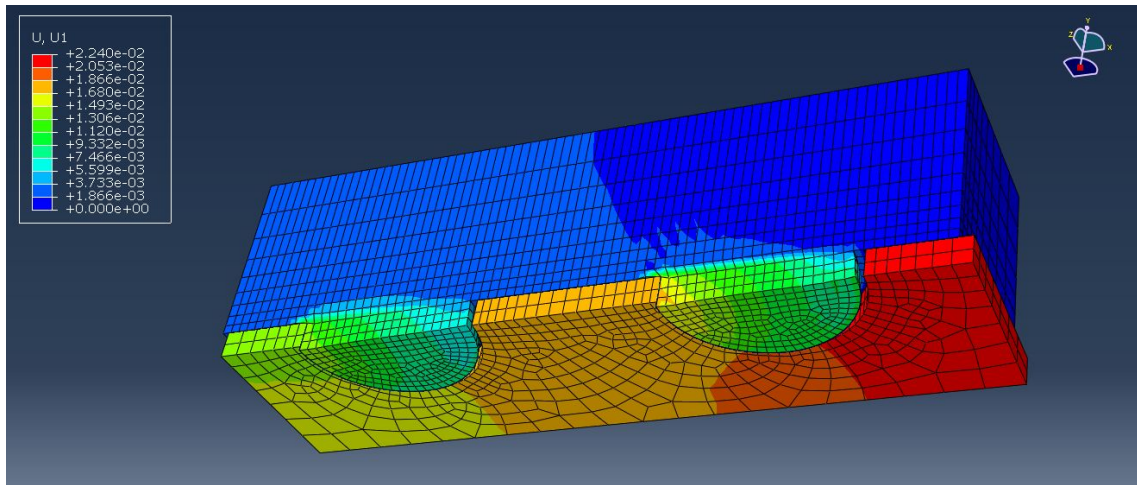


Abbildung 3.5: Verschiebung  $U_1$  (x-Richtung) eines Probekörpers mit zwei hintereinanderliegenden Dübeln. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verschiebung am belasteten Rand (rot) um eine Potenz höher, als jener auf der lastabgewandten Seite (hellgrün) ist.

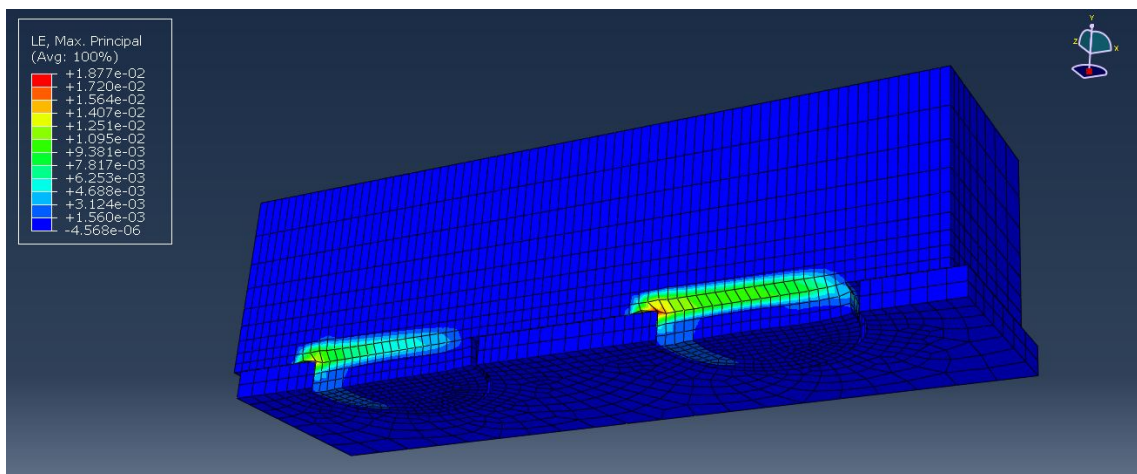


Abbildung 3.6: Dehnung LE eines Probekörpers mit zwei hintereinanderliegenden Dübeln. Der vordere Dübel (rechts) erfährt eine stärkere Dehnung als der hintere Dübel (links).

Die hintereinanderliegenden Dübelreihen werden also ungleichmäßig belastet. Die vorderste Reihe erfährt die höchste Beanspruchung. Bei jeder nachfolgenden Dübelreihe nimmt die Beanspruchung ab. Das bedeutet, dass die erste Dübelreihe zuerst versagt, während die dahinter liegenden Dübelreihen ihr volles Potenzial nicht ausschöpfen können. Die Schwierigkeit besteht darin, herauszufinden wieviel Kraft von den ein-

zelen Dübelreihen aufgenommen wird. Die Aufteilung der Kraft auf die Dübelreihen ist abhängig vom Verhältnis der Steifigkeiten von Blech und Beton

Die Aufteilung der maximalen Reaktionskraft des gesamten Probekörpers auf die Anzahl der vorhandenen Dübel, verringert sich bei mehreren Dübelreihen. Es kann hier nicht die volle Tragkraft jedes einzelnen Dübels ausgenutzt werden, siehe auch Abbildung 3.6.

### 3.5.4 Erhöhung der aufgebrachten Querkraft

Gut ersichtlich ist auch der Einfluss der aufgebrachten Querkraft auf die maximale Traglast eines Dübels. Die Versuchsreihen 51, 52 und 53 etwa unterscheiden sich nur durch die unterschiedliche aufgebrachte Querkraft. In Reihe 51 kommt eine Querkraft zum Einsatz, welche mit 0.865 kN nur ein eventuelles Aufstellen der Probekörper verhindern soll, welche durch ein kleines, systembedingtes Versatzmoment in der Lasteinleitung hervorgerufen wird. Die maximale Reaktionskraft beträgt für diese Reihe durchschnittlich 1.660 kN. In Reihe 52 wird die Querkraft auf 21.452 kN erhöht, was zu einer Steigerung der maximalen Reaktionskraft eines einzelnen Dübels auf 8.029 kN führt. Bei einer weiteren Erhöhung der Querkraft wie in Reihe 53 auf 44.745 kN, steigt die Reaktionskraft abermals, wenn im Verhältnis auch geringer, auf 9.278 kN.

Eine Erhöhung der aufgebrachten Querkraft führt also zu einer Steigerung der maximalen Reaktionskraft eines einzelnen Dübels. Dies ist auf den mehrachsialen Druck zurückzuführen [8].

Tabelle 3.7: Vergleich der Versuchsergebnisse der Reihen 1, 5 und 6

	VR-51	VR-52	VR-53
$F_{N,quer}$ [kN]	0.865	21.452	44.745
$P_{BD}$ [kN]	1.660	8.029	9.278
$F_{N,quer,52}/F_{N,quer,51} = 24.8$		$F_{N,quer,53}/F_{N,quer,51} = 51.7$	
$P_{BD,52}/P_{BD,51} = 484\%$		$P_{BD,53}/P_{BD,51} = 559\%$	

## 4 FE-Berechnung mit ABAQUS

Erklärtes Ziel dieser Arbeit ist es ein digitales Model zu erstellen, welches die durchgeführten Versuche wiedergeben kann. Hierzu wurden ein paar der durchgeführten Versuchsreihen gewählt und mit dem Finite Elemente Programm ABAQUS modelliert.

ABAQUS/CAE 6.11 ist ein Programm auf Basis der Methode der finiten Elemente zur Berechnung von zwei- oder dreidimensionalen Modellen. Neben Material, Lagerung und Belastung, wird die Geometrie des gewünschten Bauteils eingegeben und anschließend in ein Netz aus finiten Elementen diskretisiert. Durch Lösen der entsprechenden NAVIER-LAMÉschen Differentialgleichungen mit den dazugehörigen Rand- und Übergangsbedingungen können an beliebigen Punkten innerhalb des Modells die auftretenden Spannungen und Verformungen berechnet werden. Die Qualität der Ergebnisse einer Finite Elemente Berechnung ist dabei abhängig von den Eingabeparametern, der Wahl der Elemente, ihrer Verschiebungsansätze und der Wahl der Elementgröße und der damit einhergehenden Feinheit des Netzes.

Die Gesamttragfähigkeit der Verbundkonstruktion ist maßgeblich von der maximal annehmbaren Reaktionskraft der Dübel abhängig. Deshalb wurde diese in den Versuchen experimentell bestimmt und somit ist die Vorhersage dieser, mittels eines Finite Elemente Programms, das vordergründige Ziel.

Die Modelle wurden zuerst in ABAQUS/Standard über zwei Varianten mit unterschiedlichen Belastungsschritten und anschließend in ABAQUS/Explicit berechnet:

**ABAQUS/Standard** ermöglicht es ein breites Band an linearen und nichtlinearen Problemstellungen zu lösen. Die Belastungen können dabei statischer, dynamischer, thermischer, elektrischer oder elektromagnetischer Natur sein. ABAQUS/Standard liegt einer impliziten Berechnungsmethode zu Grunde, vgl [10], [11].

**ABAQUS /Explicit** ist vor allem zur Lösung von dynamischen Problemstellungen gedacht. Es ist funktioniert gut für hochgradig nichtlineare Probleme, wie sie etwa eine wechselnde Kontaktbedingung darstellt. ABAQUS/Explicit arbeitet anders als ABAQUS/Standard mit einem expliziten dynamischen Verfahren zur Gleichungslösung, vgl [10], [11].

Begonnen wurde mit der Modellierung der Modelle in ABAQUS/Standard mit einem Belastungsschritt des Typs `STATIC, GENERAL` und einem groben Netz. Dieser Belastungsschritt ist, wie schon der Name sagt, für statische Problemstellungen angedacht. Es wurden für alle Modelle funktionierende Varianten gefunden, für welche der Belastungsschritt jeweils zu Ende, bzw bis zum Erreichen der Traglast berechnet wurde (Abschnitt 4.3). Als nächstes wurde versucht das Netz der Modelle zu verfeinern, jedoch kam es hier zu unerwarteten Instabilitäten. Es stellte sich als Aufwand heraus ein stabiles Modell mit gewünschtem Verfeinerungskriterium zu finden, dessen Belastungsschritt vollständig und fehlerlos berechnet wurde. Die Einführung neuer bzw. Änderung schon definierter Parameter (in bestimmten argumentierbaren Schranken) erlaubte es ein stabiles und funktionierendes Modell zu finden. Hierfür musste das Anfangs gewählte Materialmodell leicht adaptiert werden.

Die Schwierigkeit ein funktionierendes Modell mit `STATIC, GENERAL` zu finden könnte an der hochgradigen Nichtlinearität -hervorgerufen durch das nichtlineare Materialmodell und den Kontakt- des Modells liegen. Der Wunsch ein Modell zu finden, welches mit den ursprünglich in der Literatur gefundenen Parametern auskommt und eine gewünschte Netzfeinheit aufweist, war die Motivation die Berechnung in ABAQUS/Standard einem Belastungsschritt des Typs `DYNAMIC, IMPLICIT` bzw. in ABAQUS/Explicit mit einem Belastungsschritt des Typs `DYNAMIC, EXPLICIT` durchzuführen. Hier sollten die genannten Nichtlinearitäten weniger Einfluss auf die Stabilität des Modells haben.

Die beiden Typen stellen Belastungsschritte dynamischer Natur dar. Im Gegensatz zu den vorangegangenen Berechnungen muss hier die Dichte des Materials angegeben werden. Bei dynamischen Verfahren hat die Dichte, durch die Berücksichtigung der Trägheitskräfte, einen Einfluss auf die Berechnung. Allerdings sollte dieser für das vorliegende Modell, aufgrund der geringen Belastungsgeschwindigkeit, sehr klein sein. Zusätzlich ist eine Amplitude für die Aufbringung der Verschiebung zu definieren.

Es wurden für beide Typen stabile Varianten mit einer feinen Diskretisierung gefunden.

Abschließend wurden sämtliche Modellvarianten, welche zumindest sichtbar die Trag-

last des Models erreicht haben, verglichen. Von all diesen werden jene, welche die gewünschten Netzfeinheit hatten, mit den realen Versuchsergebnissen verglichen.

## 4.1 Wahl der zu modellierenden Versuchsreihen

Da die Modelle der FE-Berechnung mit den Versuchen verglichen werden sollen, wurde vor Beginn der Eingabe festgelegt, welche der vorliegenden Versuchsreihen modelliert werden.

Während der Versuche wurden, wie bereits erwähnt, nur die Zylinderdruckfestigkeit und die Zugfestigkeit der zementgebundenen Schichten gemessen. Die übrigen, für die Berechnung benötigten Materialparameter für Beton, wurden entsprechend der in ÖN EN 1992-1-1 gegebenen Zusammenhänge ermittelt.

Für die Vergleichsberechnungen mittels ABAQUS wurden nur die Versuchsserien, aus C 40/50 hergestellten Versuchskörpern herangezogen.

Des Weiteren wurden die Modelle in ABAQUS ohne zusätzliche Querkraft mo-

Tabelle 4.1: Geometrien der drei in ABAQUS erstellten Modelle

	$\phi$ [mm]	w [mm]	t [mm]
Modell 1	10	20	1.5
Modell 2	5	8	2
Modell 3	20	48.5	2

delliert, weshalb die Versuchsreihen, welche eine zusätzlich aufgebrauchte Querkraft aufweisen, hier nicht betrachtet wurden.

Ebenfalls ausgeschlossen wurden jene Versuchsreihen deren Verbund aus zwei oder mehr Dübelreihen bestehen, da hier wahrscheinlich verfälschte maximale Reaktionskräfte eines einzelnen Dübels bestehen, siehe Abschnitt 3.5.3.

Von den übrigbleibenden 5 verschiedenen Geometrien wurden in ABAQUS drei Modelle mit möglichst unterschiedlichem Dübeldurchmesser modelliert, siehe Tabelle 4.1. Daher wurden als Grundlage für die Modellierung und für den späteren Vergleich die Versuchsreihen VR-1, VR-4 sowie VR-51 und VR-54 gewählt, siehe auch Tabelle 3.1.

In Abbildung 4.1 ist eine exemplarische Skizze der drei Modelle dargestellt, um die Definitionen der Abmessungen zu verdeutlichen.

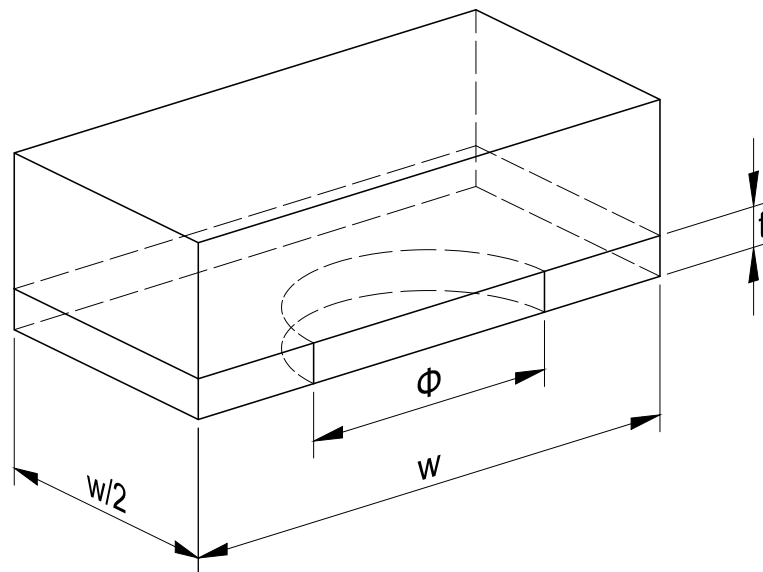


Abbildung 4.1: exemplarische Skizze der Modelle mit Abmessungen

## 4.2 Generierung eines Modells

Es wurde ein Modell für einen einzelnen Dübel erstellt. Um die Rechenzeit zu verkürzen, wurde durch die Eingabe des halben Dübels, in Kombination mit den entsprechenden Randbedingungen, die Symmetrie des Dübels ausgenutzt. Gesucht war die maximale Reaktionskraft des Verbundmittels, hervorgerufen durch eine aufgebrachte Verschiebung (=Zug) am Blech. Die Qualität und Brauchbarkeit der Berechnungsergebnisse hängt wesentlich von der Güte der Eingabeparameter ab. Da die Berechnungen mit den Versuchen verglichen werden, muss das Modell möglichst gleichen Randbedingungen genügen. Dies wurde bei der Modelleingabe berücksichtigt. Das Modell wurde laut Abbildung 4.1 in ABAQUS eingegeben. Das Blech wurde an einer schmalen Seite angezogen, der Beton wurde an dieser Seite in die selbe Richtung gehalten. In Abschnitt 4.2.6 wird detaillierter auf alle Randbedingungen eingegangen.

### 4.2.1 Eingabe der Geometrie

Für jedes Bauteil wurde zunächst ein eigener PART verwendet. Für die vorliegende Problemstellung bedeutet das einen für den Beton mit Dübel und einen für das Lochblech.

### 4.2.1.1 Betonstück

Für den Betonkörper wurde ein 3D, DEFORMABLE SOLID PART, TYPE EXTRUSION verwendet. Zuerst wurde ein Quader erstellt, an diesen wurde dann mit dem Befehl CREATE SOLID: EXTRUDE mit einem Halbkreis der Dübel selbst hinzugefügt. So entstand ein Teil für den Quader mit Dübel, siehe Abbildung 4.4, links.

### Bestimmung der erforderlichen Höhe

Eigentlich ist die ganze Metall-Betonverbundplatte aus einem 1-2 mm dicken Blech und einer etwa 5 cm hohen Aufbetonschicht aufgebaut. Hinsichtlich der Abscherversuche genügt es jedoch nur einen Teil der gesamten Höhe des Aufbetons zu betrachten. Dies lässt sich dadurch erklären dass es sich um die Modellierung der Lasteinleitung vom Blech über den Betondübel in den Aufbeton handelt. Somit ist die zu modellierende Mindesthöhe des Aufbetons abhängig von der Geometrie der Lasteinleitung und jener des Dübels. Hier hilft das Saint-Venant'sche Prinzip wel-

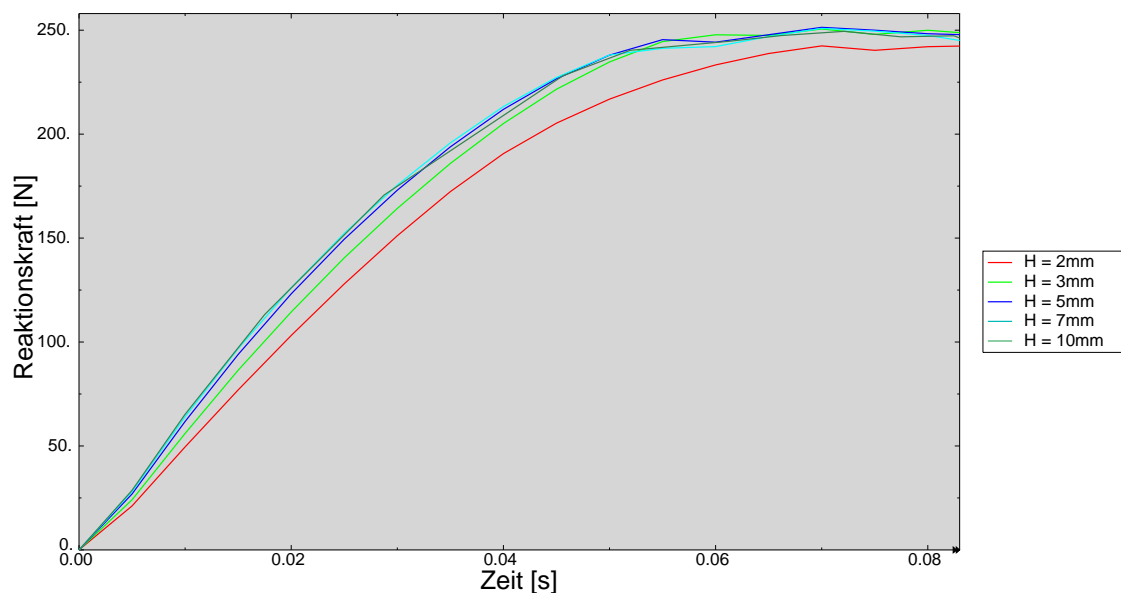


Abbildung 4.2: Reaktionskraftverläufe über die Zeit in Abhängigkeit der Höhe H des Aufbetons

ches besagt, dass gleiche Spannungen und in weitere Folge Verzerrungen nach einem hinreichend großen Abstand in einem Körper angetroffen werden, selbst wenn dieser durch statisch gleichwertige Kraftgruppen unterschiedlicher Funktionsverläufe belastet wird. Anzumerken ist hierbei, dass dieses Prinzip in der Erfahrung begründet ist



[12]. Das heißt, für das vorliegende Modell, dass noch vor Beginn der tatsächlichen Simulation, die anzusetzende Mindesthöhe des Aufbetons bestimmt wurde.

Exemplarisch soll dies am Modell mit einem Dübeldurchmesser von 10 mm und einer Dicke des Dübels von 5 mm gezeigt werden. Das Modell wurde mit variierender Höhe des Aufbetons von 2 bis 10 mm berechnet. In Abbildung 4.2 sind die Reaktionskraftverläufe über die Zeit in Abhängigkeit der Höhe des Aufbetons dargestellt. Hier wird ersichtlich, dass bereits ab einer Höhe des Aufbetons von 3 mm selbige keinen Einfluss mehr auf die maximale Reaktionskraft des Modells hat.

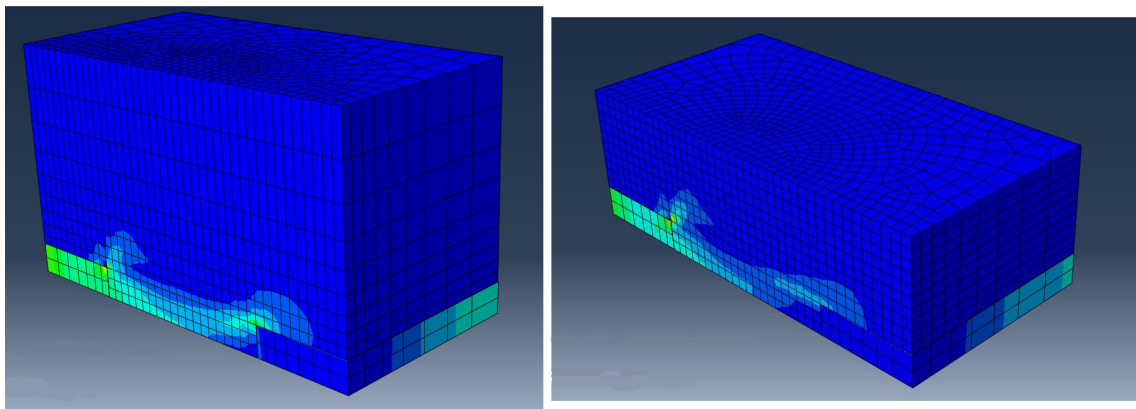


Abbildung 4.3: Minimale Elementgröße von  $0.5 \cdot 0.5$  mm bei einer Aufbetonhöhe von 10 mm (links) und 5 mm (rechts)

Die Kraft-Verschiebungs-Verläufe etwa der in Abbildung 4.3 gezeigten Modelle (minimale Netzweite von 0.5 mm) mit unterschiedlicher Höhe sind praktisch gleich. Die Höhe des Aufbetons beträgt bei einem Modell 10, beim anderen Modell 5 mm. Die Höhe kann also für die Berechnung der maximalen Reaktionskraft des Systems beispielsweise mit 5 mm gewählt werden, ohne dass dies auf selbige Auswirkungen hat. Dadurch kann der Rechenaufwand der Modelle und dadurch auch die Rechenzeit verkürzt werden.

#### 4.2.1.2 Blech

Für das Blech wurde ein PART mit den selben Eigenschaften wie jener des Dübels angelegt. Es wurde ein vollflächiges Blech kreiert und anschließend mit CREATE CUT: EXRTUDE das halbe Loch ausgetrennt, siehe Abbildung 4.4, rechts.



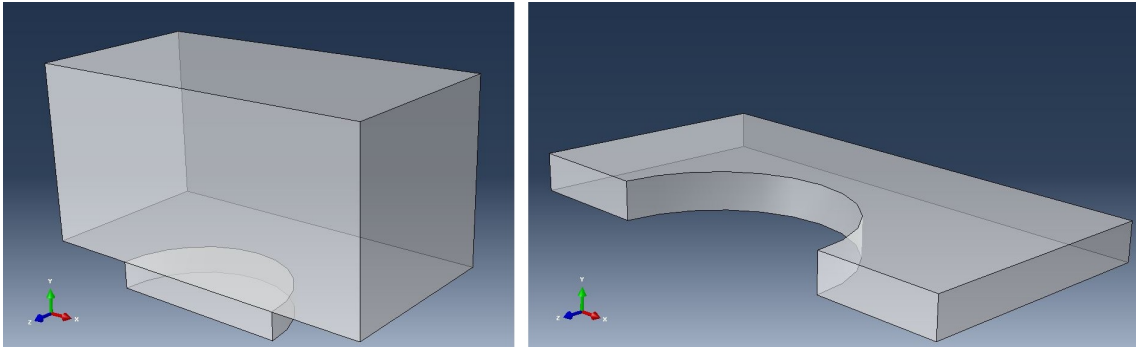


Abbildung 4.4: Geometrie von Beton (links) und Blech (rechts)

#### 4.2.1.3 Positionierung der Teile

Die einzelnen Teile mussten nach Erstellen noch richtig positioniert werden. Hierfür wurden unter ASSEMBLY für jedes Bauteil je ein INSTANCE<sup>1</sup> generiert. Mit CONSTRAINT können diese über verschiedene Bedingungen in die gewünschte Position gebracht werden. Etwa durch die Kombination zweier Bedingungen, wie FACE-TO-FACE und COAXIAL. Befinden sich die beiden PARTS bereits im globalen Koordinatensystem in richtiger Position und müssen nur mehr zueinander horizontal oder vertikal ausgerichtet werden, so reicht auch etwa ein CONSTRAINT → COINCIDENT POINT aus. Werden mehrere CONSTRAINTS erstellt, so dürfen sich diese nicht gegenseitig widersprechen.

### 4.2.2 Materialmodell

Mit MATERIAL wurden die Materialmodelle für den Beton und das Stahlblech eingegeben. Die Materialmodelle mussten im Zug- wie auch im Druckbereich über den gesamten, für das Modell relevanten Bereich der Verzerrung definiert werden, um eventuelle Fehlermeldungen und vorzeitige Berechnungsabbrüche durch nicht definierte Bereiche zu umgehen.

---

<sup>1</sup>Kommt ein Teil der selben Geometrie in einem Modell öfters vor, so können aus einem PART auch mehrere INSTANCES erstellt werden, auf diese Weise wird eine doppelte Eingabe der Geometrie erspart.

### 4.2.2.1 Beton

Gemäß ÖN EN 1992-1-1 [8] kann das nichtlineare Verhalten von Beton unter Druckbeanspruchung (siehe auch Abbildung 4.5) für  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ , mit  $\varepsilon_{cu1}$  als rechnerische Bruchdehnung, durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.1)$$

Dabei ist

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \dots$$

$\varepsilon_{c1}$  Stauchung bei Höchstwert der Betondruckspannung

$$k = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$E_{cm}$  Elastizitätsmodul

$f_{cm}$  Zylinderdruckfestigkeit

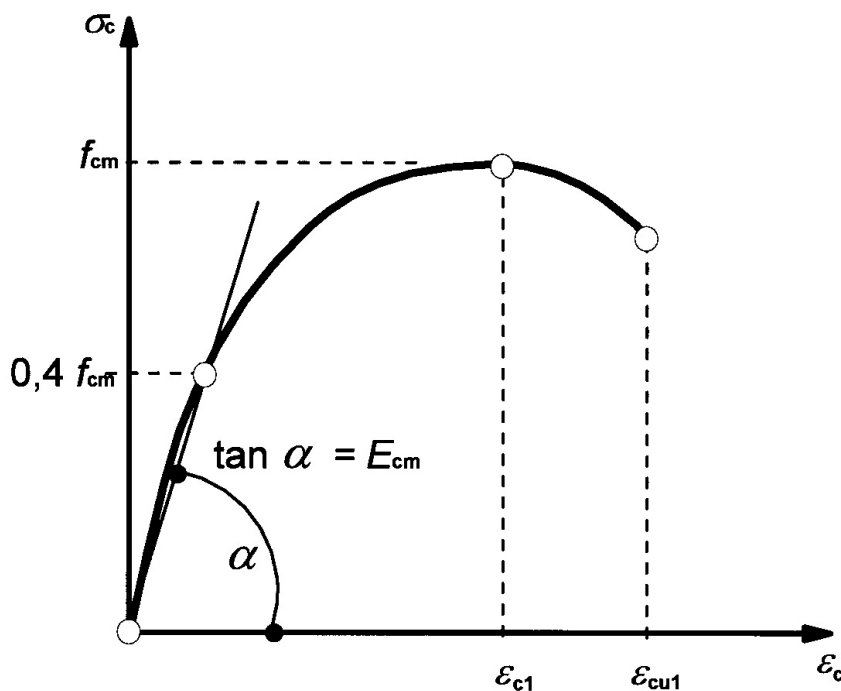


Abbildung 4.5: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons im Druckbereich für nichtlineare Verfahren nach ÖN EN 1992-1-1 [8]

In ABAQUS musste das Materialmodell abschnittsweise modelliert werden. Es wurde mit den bei den Versuchen gemessenen Materialparametern aus Tabelle 3.2 gear-

beitet. Während der Versuche wurden die Zylinderdruckfestigkeit und die Zugfestigkeit gemessen. Weitere Parameter, welche für das Materialmodell benötigt wurden, wie etwa der Elastizitätsmodul, wurden nach ÖN EN 1992-1-1 [8] ermittelt.

Zunächst wurde mit dem Befehl `ELASTIC` der linear elastische Bereich definiert. Es wurde ein isotropes Materialverhalten, der E-Modul, die Querkontraktionszahl  $\nu$  sowie bei Bedarf weitere Parameter festgelegt.

Für das plastische Materialverhalten wurde das Modell `CONCRETE DAMAGED PLASTICITY` gewählt. Dieses Modell ist für quasi-spröde Materialien, insbesondere Beton, gedacht. Obwohl es in erster Linie für bewehrten Beton ausgelegt ist, kann es auch für die Modellierung von unbewehrtem Beton genutzt werden.

Für die im plastischen Bereich einzustellenden Materialparameter wurden anfangs die von ABAQUS voreingestellten Werte übernommen, da auch diese während der Versuchen nicht gemessen wurden. Die anzugebenden Parameter mit ihren voreingestellten Werten sind im Folgenden aufgelistet [13]:

- **Dilation angle**  $\psi = 30$   
gibt die Flächenneigung des Fließpotentials an. Eine Vergrößerung des Winkels erhöht die Belastbarkeit des Modells, eine Verkleinerung verringert sie.
- **Eccentricity**  $\varepsilon = 0.1$   
ist eine kleine positive Zahl und gibt die Geschwindigkeit an mit der das hyperbolische Fließpotential seine Asymptote erreicht
- $f_{b0}/f_{c0}=1.16$   
Verhältnis der zweiachsialen zur einachsialen Betondruckfestigkeit
- $K_c=0.666$   
Verhältnis der 2. Spannungsinvarianten auf der Zugachse zur Spannungsinvarianten auf Druckachse
- **Viscosity Parameter**=0  
zur viskoplastischen Regulierung der Zustandsgleichung von Beton in ABAQUS/Standard. In ABAQUS/Explicit wird dieser Parameter nicht berücksichtigt.

Das Verhalten des Betons im Druckbereich wurde durch dessen Spannungs-Dehnungsverlauf definiert. Da das Modell möglichst der ÖN EN 1992-1-1 [8] unterliegen sollte, wurde hierfür die Gleichung 4.1 an diskreten Punkten ausgewertet. Die Wer-

tepaare wurden tabellarisch in ABAQUS eingegeben. Zu beachten war dabei dass das CONCRETE DAMAGED PLASTICITY Modell einen linearen Verlauf bis  $\sigma_{co}$  vorsieht, ab  $\sigma_{co}$  verhält sich das Material plastisch. Bis zur Bruchfestigkeit  $\sigma_{cu}$  verläuft die Kurve mit flacher werdender Steigung und fällt anschließend wieder ab, siehe Abbildung 4.6. Für die einzugebenden tabellarischen Werte sind nicht die absoluten Dehnungen  $\varepsilon_c$  laut Gleichung 4.1, sondern jene abzüglich der elastischen Dehnung  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$  einzugeben. Das erste Wertepaar muss also eine plastische Dehnung von  $\tilde{\varepsilon}_c^{in} = 0$  aufweisen. Ist dies nicht der Fall, so kommt es zu einer Fehlermeldung. Mit der Variable  $d_c$  könnte der Abfall des Elastizitätsmodul bei Entlasten der Probe, nach Erreichen der Bruchfestigkeit bei Bedarf berücksichtigt werden [14]. In den Bereichen außerhalb der Gültigkeit der Gleichung 4.1 wurden die Wertepaare der Geradengleichung der Steigungstangente am Punkt  $\varepsilon_{cu1}$  entnommen (Abbildung 4.5). Im weiteren Verlauf wachsender Verzerrungen wurde die Spannung des Betons auf etwa 5 % der Bruchfestigkeit gehalten, um so Konvergenzproblemen vorzubeugen.

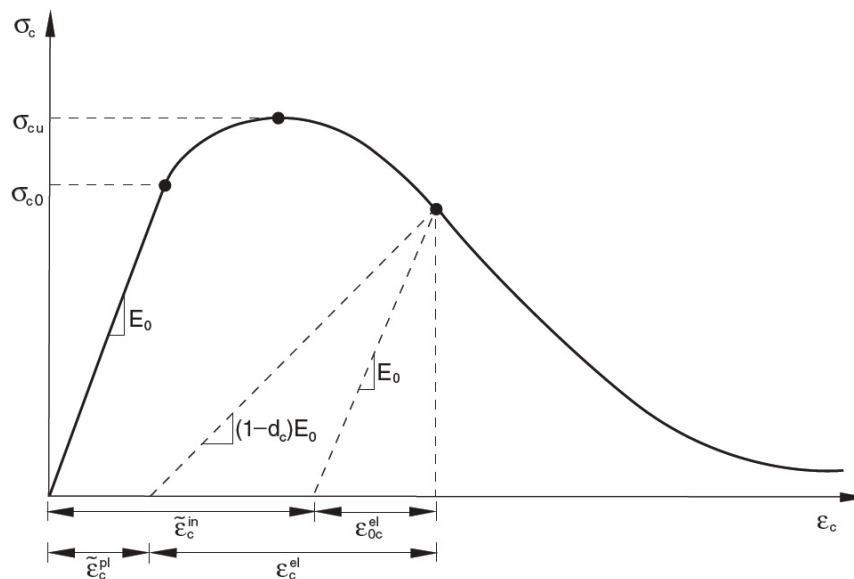


Abbildung 4.6: Spannungs-Dehnungs Verhalten im Druckbereich für CONCRETE DAMAGED PLASTICITY [14]

Besteht ein Modell aus unbewehrtem oder wenig bewehrtem Beton, so sollte der Zugbereich des Betons nicht über den Spannungs-Dehnungs-Verlauf definiert werden. Dies kann beim CDP Modell wegen der zu definierenden Zugversteifung (tension stiffening) zu einer unzumutbaren Belastung des Netzes und in weiterer Folge

zu Fehlermeldungen führen und dazu, dass die Berechnung zu keiner konvergenten Lösung führt und vorzeitig abgebrochen wird [14].

Der Zugbereich wurde deshalb über die Bruchenergie  $G_f$  modelliert, siehe Abbildung 4.7 Die Bruchenergie ist ein bruchmechanischer Kennwert, über den sich die Beanspruchbarkeit von Beton auf Zug ausdrücken lässt, sie hängt von einer Reihe von Parametern ab.

Während der Herstellung (des Aushärtens) des Betons führt die Inhomogenität des Werkstoffes dazu, dass im Zementstein ein System aus Mikrorissen rund um die Zuschlagskörner entsteht. Diese Mikrorisse sind folglich schon vor einer möglichen Belastung des Betons vorhanden. Bei einer äußeren gleichmäßig aufgetragenen Zugspannung tritt bis zu einem Belastungsniveau von 70% der Zugfestigkeit noch kein bemerkenswertes Wachstum dieser Risse auf, es bleibt bei einem nahezu linearen Spannungs-Dehnungsbild. Bei einer Steigerung des Belastungsniveaus beginnen sich diese Mikrorisse vor allem rechtwinklig zur äußerlich auftretenden Belastung auszubreiten. Bei einer Entlastung des Betons kommt es im Bereich eines angerissenen Querschnitts, zufolge weiterer Mikroriss- und Prozesszonenbildung, zu einem Anstieg der Verformungen und somit des Rissbildes bei gleichzeitigem Abfallen der Zugspannung. Außerhalb dieses Bereichs nehmen die Verformungen wieder ab. Risse bilden sich im Allgemeinen bevorzugt zuerst an Fehlstellen wie Kerben oder anderen Bereichen mit Spannungsspitzen aus.

Die Zugfestigkeit des Betons ist also vom Wachstum und Zusammenschluss der Mikrorisse zu einem Riss an diskreten Stellen abhängig. Die Bruchenergie  $G_F$  bietet sich hier als bruchmechanischer Kennwert zu Bestimmung dieser Zugbeanspruchbarkeit von Beton an. Nach RILEM wird sie über einen gekerbten Biegebalken, der mit einer Einzellast bis zum Versagen beansprucht wird bestimmt. Die Bruchenergie ist definiert als die Fläche unter dem Last-Durchbiegungsdiagramm, bezogen auf die Betonfläche im gekerbten Querschnitt. Sie ist somit die Energie, welche benötigt wird, um einen Riss einer Einheitslänge zu erzeugen, vgl [15] .

Nach CEB-FIP Model Code Mc 90 [16] lässt sie sich näherungsweise in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und dem Größtkorn des Betonzuschlags wie folgt bestimmen:

$$G_F = G_{F0} \cdot (f_{cm}/f_{cm0})^{0.7} \quad (4.2)$$

$G_F$ ...Bruchenergie

$f_{cm}$ ...mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [ $N/mm^2$ ]

$f_{cm0} \dots 10 \text{ N/mm}^2$

$G_{F0}$ ...Grundwert der Bruchenergie, der von der Zuschlagsgröße  $d_{max}$  abhängt

$d_{max}$	8	16	32
$G_{F0}$	0.025	0.030	0.038

Tabelle 4.2: Verhältnis Grundwert der Bruchenergie zu maximaler Zuschlagsgröße

Die Bruchenergie wurde nach Formel 4.2 ermittelt und in ABAQUS zusammen mit der zugehörigen Bruchspannung  $\sigma_{t0}$  als Materialparameter eingegeben. Auch im Zugbereich kann, falls gewünscht eine Variable  $d_t$  bestimmt werden, welche die Verminderung des Elastizitätsmodul ab Erreichen der Bruchfestigkeit berücksichtigt. Das Materialmodell wurde zuerst an einem Würfel, der auf Druck bzw. Zug belas-

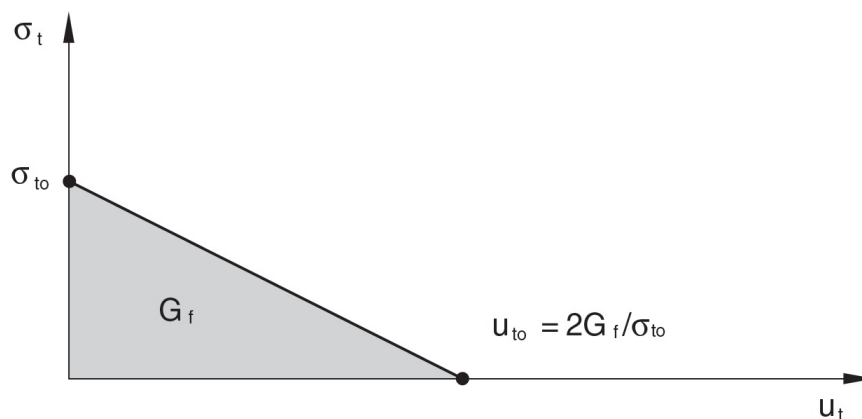


Abbildung 4.7: Spannungs - Bruchenergie Kurve ab Erreichen der maximal aufnehmbaren Belastung [14]

tet wurde, generiert und getestet. Kam es dabei zu keinen Fehlermeldungen und Warnungen wurde das Materialmodell für den Dübel übernommen.

#### 4.2.2.2 Stahl

Für das verzinkte Lochblech wurde ein linear elastisches - ideal plastisches Materialverhalten angenommen. Im Bereich ELASTIC wurde der E-Modul von 210 GPa und die Poissonzahl von 0.3, sowie ein isotropischen Materialverhalten festgelegt. Im Bereich PLASTIC wurden Spannungen mit den jeweiligen Dehnungen tabellarisch

als Wertepaare eingegeben.

Für die beiden Materialmodelle wurde jeweils unter SECTIONS eine HOMOGENEOUS SOLID SECTION erstellt. Mit SECTION ASSIGNMENTS wurden diese anschließend dem Blech bzw. dem Dübel zugewiesen.

### 4.2.3 Belastungsschritte

In ABAQUS können verschiedene Belastungsschritte als einzelne STEPS erstellt werden. Der INITIAL STEP ist ein fester, vom Programm generierter STEP, welcher nicht gelöscht werden kann. In diesem können die Randbedingungen oder Kontaktbedingungen, welche ständig, über die gesamte Analyse hinweg, wirken sollen, definiert werden. Nach diesem können ein oder mehrere Schritte eingegeben werden in welchem etwa Einwirkungen und Belastungen generiert werden. Für das vorliegende Modell wurde ein weiterer STEP des Typs GENERAL STATIC generiert. Hier konnte die zeitliche Periode des STEPS, die Inkrementgröße, die maximale Anzahl der Inkremente und dergleichen festgelegt werden. Die dem Blech eingeprägte Verschiebung welche später in diesem Belastungsschritt definiert wurde, wurde linear über die gesamte Dauer des Belastungsschrittes aufgebracht. Da es sich bei der vorliegenden um eine statische Problemstellung handelt, war die Wahl der Dauer des Belastungsschrittes selbst belanglos. Der Belastungsschritt selbst kann hier als Laststeigerungsfaktor betrachtet werden. Das Anfangsinkrement wurde für die durchgeführte Berechnung auf 0.005 gesetzt. Der STEP wurde nach dem Newton-Raphson Algorithmus berechnet.

### 4.2.4 Ausgabedaten

Die Spektren der Ergebnisse können für das gesamte Modell oder wahlweise für bestimmte Bereiche, wie Sets oder Punkte ausgegeben werden. Auch die Frequenz, in der diese ausgewertet werden sollen, kann hier eingestellt werden. Die Frequenz kann über Inkremente eingegeben werden (für jedes n-te Inkrement wird ein Output erstellt wobei n frei wählbar ist) oder über Zeiteinheiten. Die Ausgabe von Berechnungsergebnissen zu exakt definierten Zeitpunkten der Lastaufbringung kann unter Umständen zu einer Fehlermeldung und einem Abbruch der Berechnung führen, da die gewählte minimale Inkrementgröße zu groß eingestellt ist um den exakten

Zeitpunkt zu erreichen. Es kann also von Vorteil sein, wenn die Ergebnisse zu approximierten Zeitpunkten ausgegeben werden.

Für die Reaktionskraft, welche für das Modell von Interesse ist, wurde ein HISTORY OUTPUT REQUEST erstellt. Als Ausgabebereich wurde dafür die gesamte, in Richtung der Verschiebung des Blechs, gehaltene Fläche des Betons gewählt. Das gleiche Ergebnis nur mit anderem Vorzeichen würde man durch Wahl jener Fläche der Stahlplatte erhalten, in welcher die Verschiebung eingepreßt ist.

Unter den Output Variablen wurde die Reaktionskraft in x-Richtung RF1 unter FORCES/ REACTIONS → RF, REACTION FORCES AND MOMENTS → RF1, sowie die Verschiebung U1 in x-Richtung unter DISPLACEMENT/VELOCITY/ACCELERATION → U, TRANSLATIONS AND ROTATIONS → U1 gewählt.

### 4.2.5 Kontakt

Die Kontaktbeziehungen zwischen Bauteilen müssen in ABAQUS mit besonderer Sorgfalt definiert werden. Die Vernachlässigung der Beschreibung des Kontakts führt zu Fehlermeldungen oder falschen Ergebnissen. In der FE-Analyse sind Kontaktbedingung eine spezielle Art von diskontinuierlichen Zwängen. Sie sind deshalb diskontinuierlich, da sie nur solange wirken, wie auch der Kontakt zwischen den Bauteilen vorhanden ist.

Vorerst wurde mit einem reibungslosen Kontakt gearbeitet. Mit INTERACTION PROPERTIES wurde ein CONTACT definiert. Hier wurde das tangentielle Verhalten mit FRICTIONLESS und das normale Verhalten mit "HARD" CONTACT definiert. ALLOW SEPARATION AFTER CONTACT wurde berücksichtigt.

Der Kontakt wurde anschließend im gewünschten STEP mit INTERACTIONS erstellt. Für das vorliegende Modell konnte der Kontakt unter dem STEP INITIAL erstellt werden, da dieser von Beginn an berücksichtigt werden muss. Um die Rechenzeit zu verkürzen und für den Fall, dass mehrere Oberflächen vorhanden sind, welche nicht als Kontaktflächen vorgesehen sind (siehe Abschnitt 4.4.2), wurde der Kontakt in diesem Modell nicht mit GENERAL CONTACT (STANDARD) sondern mit SURFACE-TO-SURFACE (STANDARD) erstellt. Es war jeweils eine MASTER SURFACE und eine SLAVE SURFACE für eine Kontaktbedingung auszuwählen. Für die SLAVE SURFACE sollte dabei immer jener Teil mit dem feineren Netz gewählt werden. In diesem Modell trifft das auf den Dübel zu.

Für das Berechnungsmodell wurden zwei Kontaktbedingungen (INTERACTIONS) er-



stellt. Die erste beschreibt den Kontakt zwischen dem Dübel und der Wandung des Lochs im Blech. Die zweite beschreibt die Fuge zwischen der Oberfläche des Blechs und der Unterseite des Betonwürfels. Die vertikalen und die horizontalen Kontaktflächen zwischen Beton und Blech sind in Abbildung 4.8 und 4.9 dargestellt. Im späteren Verlauf der Berechnung wurde versucht den Kontaktbereich weiter zu reduzieren, um das Fehlerpotenzial, welches durch die Kontaktstellen entsteht, zu minimieren, siehe Abschnitt 4.4.5.

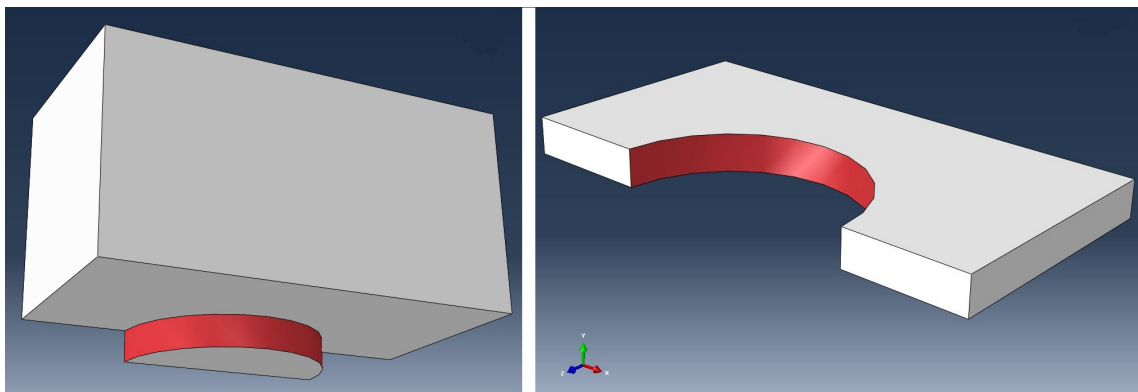


Abbildung 4.8: vertikale Kontaktfläche von Beton und Stahlblech

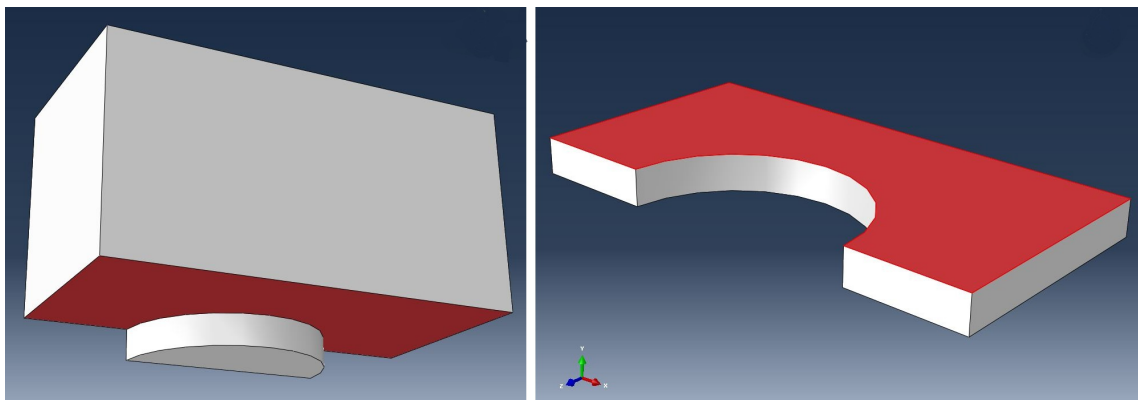


Abbildung 4.9: horizontale Kontaktfläche von Beton und Blech

#### 4.2.6 Rand- und Übergangsbedingungen, Lasteintragung

Die Rand- und Übergangsbedingungen des Modells wurden über die `BOUNDARY CONDITIONS` (BC) eingegeben. Es wurden mehrere `BOUNDARY CONDITIONS` benötigt um das Modell in Position zu halten. Diese wurden alle unter dem `STEP`

INITIAL generiert:

**BC-1** Der Beton wird über eine **BOUNDARY CONDITION** des Typs **DISPLACEMENT/ROTATION** durch Wahl von  $U1=0$  seitlich gegen eine Verschiebung in jene Richtung, in welche anschließend das Blech gezogen wird -für die vorliegende Geometrie ist dies die x-Richtung- gehalten (Abbildung 4.10).

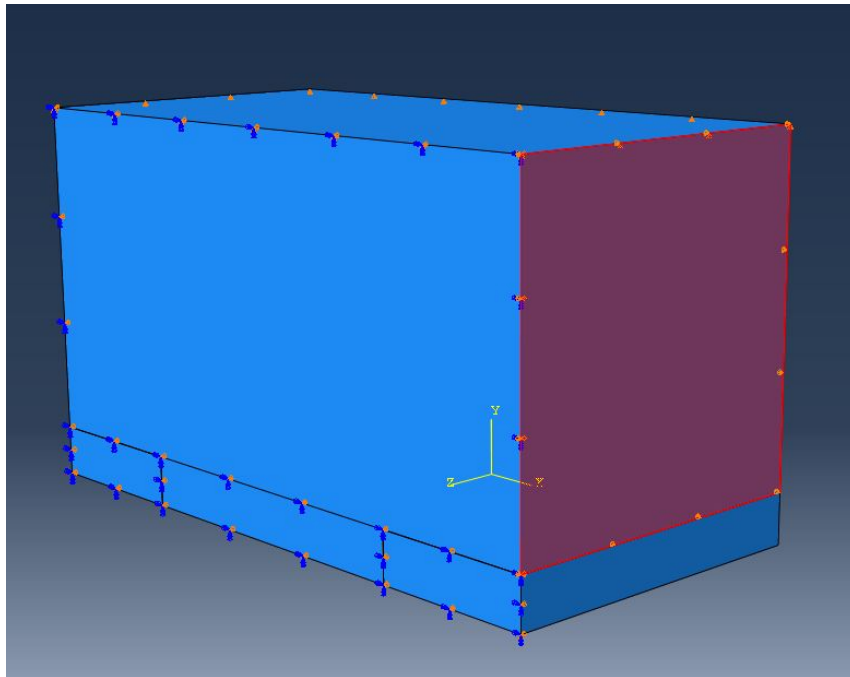


Abbildung 4.10: Seitlich gehaltene Fläche des Betons

**BC-2** Der Betonkörper wird oben auf der gesamten Oberfläche, sowie das Blech an dessen gesamter Unterseite gegen Verschieben in vertikaler Richtung gehalten. Dafür wird eine **BOUNDARY CONDITION** des Typs **DISPLACEMENT/ROTATION** mit  $U2=0$  erstellt. Die beiden Modellteile werden jeweils auf der gesamten Fläche in dieser Richtung gehalten um ein Aufstellen oder Verdrehen der einzelnen Teile zueinander zu verhindern (Abbildung 4.11).

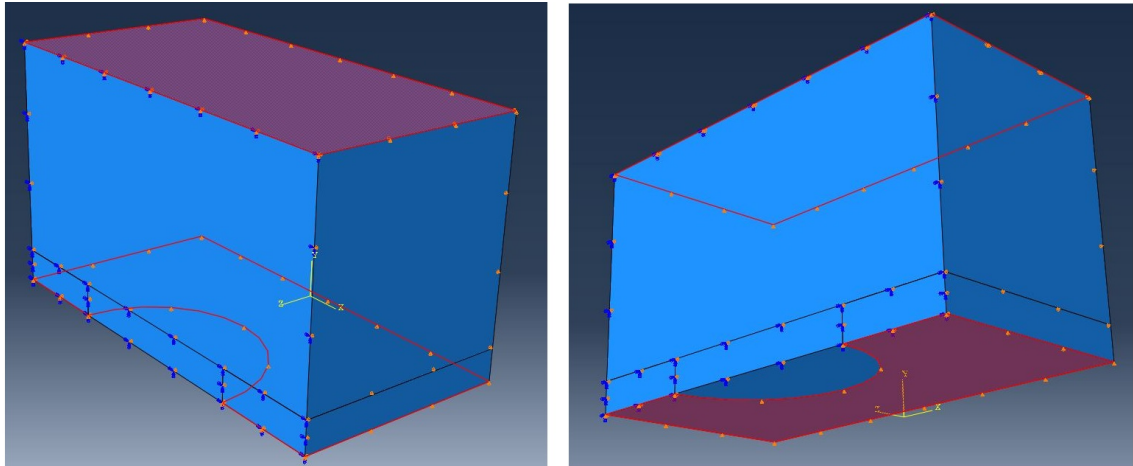


Abbildung 4.11: Oben und unten gehaltene Flächen des Betons bzw. des Blechs

**BC-3** Es werden die Symmetrieeigenschaften des Systems ausgenutzt und nur der halbe Dübel modelliert. Nun braucht es eine Randbedingung, die das Modell symmetrisch bezüglich der x-y-Ebene hält. Es wird eine BOUNDARY CONDITION des Typs SYMMETRY/ANTISYMMETRY/ENCASTRE in der Symmetrieebene (siehe Abbildung 4.12) erstellt und ZSYMM ( $U3=UR1=UR2=0$ ) als Bedingung gewählt. Da ein mittig liegender Dübel und kein Randdübel betrachtet wird, wird das Modell sowohl in der Symmetrieebene des Dübels selbst wie auch an der an der gegenüberliegenden Seite, an welcher theoretisch, der selbe Abstand mit dem nächsten Dübel anschließen würde, gehalten.

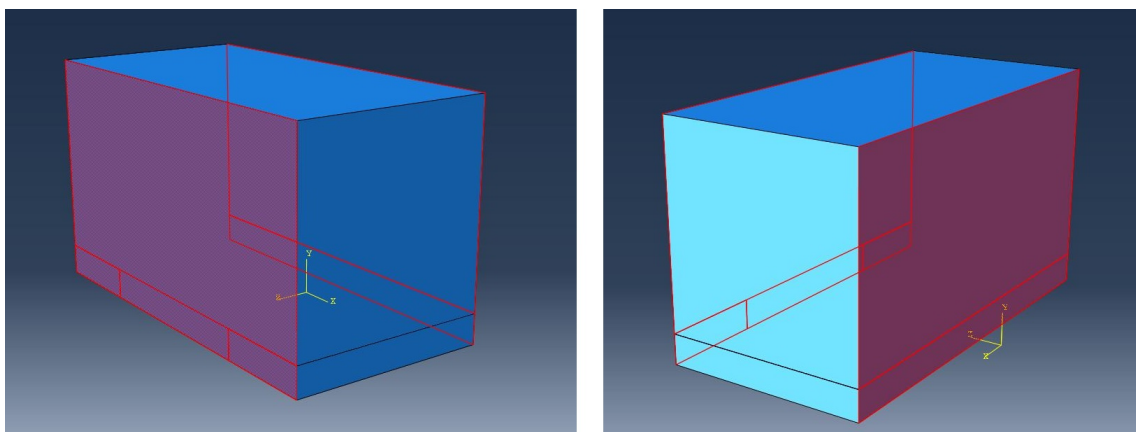


Abbildung 4.12: gehaltene Flächen in der Symmetrieebene

Die Belastung des Modells wird weggesteuert geführt. In STEP-1, jenem nach dem STEP INITIAL wird für die Translation des Blechs eine weitere Randbedingung er-

stellt.

- BC-4** Unter **BOUNDARY CONDITIONS** wird mit **DISPLACEMENT/ROTATION** eine Verschiebung in positive  $x$ -Richtung eingegeben  $U1 \neq 0$ . Die Verschiebung greift auf der gesamten rechten Seite des Lochblechs an, siehe Abbildung 4.13. Die Verschiebung muss dabei so groß sein, dass der Punkt der maximalen Reaktionskraft des Dübels überschritten, oder zumindest erreicht wird. Dies ist von Geometrie zu Geometrie unterschiedlich wird durch Probieren gefunden.

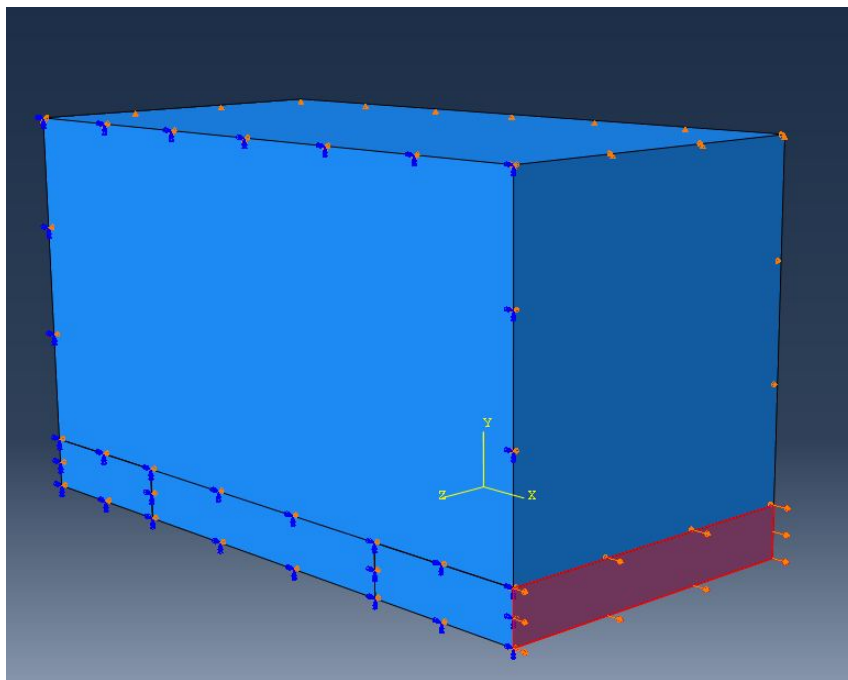


Abbildung 4.13: Seitlich angezogene Fläche des Lochblechs

### 4.2.7 Netzgenerierung

Die eingegebene Geometrie musste mit Finiten Elementen diskretisiert werden. Die einzelnen Elemente sind über die Knoten, die sie sich teilen, miteinander verbunden, zusammen bilden sie das Netz. Die Feinheit des Netzes ist daher abhängig von Anzahl und Größe der einzelnen Elemente. Je feiner das Netz generiert wird, desto höher wird die Qualität der Berechnungsergebnisse aber auch die Dauer der Berechnung. Das Netz aus Finiten Elementen, in die das Modell unterteilt werden musste, um berechnet werden zu können, wurde für jeden PART getrennt generiert.

Mit `SEED PART` wurde die Unterteilung aller Kanten des `PARTS` und somit die gewünschte Elementgröße definiert. Alternativ kann der Befehl `SEED EDGES` verwendet werden, wenn die Kanten einzeln unterteilt werden sollen, etwa um variable Netzweiten zu erzielen. In Bereichen von Unstetigkeiten und Spannungsspitzen sollte das Netz fein ausgelegt werden. In wenig bis nicht belasteten Bereichen reicht in der Regel ein gröberes Netz aus. Ist das Netz in entsprechenden Bereichen zu grob generiert, kann es zu Fehlermeldungen in der Berechnung kommen.

Zu Beginn wurde im vorliegenden Modell mit einer minimalen Elementgröße von 0.5 mm gearbeitet. Die Netzweite verlief dabei ausgehend vom Dübel zu den Seiten hin immer gröber. In einem späteren Schritt wurde versucht, das Netz im Bereich der Spannungsspitzen weiter zu verfeinern (siehe Abschnitt 4.4.1). Dem vorliegenden Betonstück konnte nicht sofort ein Netz zugewiesen werden. Der Grund liegt in seiner Geometrie, welche aus dem Quader und dem daran extrudierten halben Zylinder besteht. Es musste zuerst mit `PARTITION CELL: DEFINE CUTTING PLANE` eine Partition durchgeführt werden, so dass das Betonstück am Ende aus zwei Partitionen, nämlich dem halben Zylinder und dem Quader, besteht. Im nächsten Schritt konnte den beiden Partitionen ein Netz zugewiesen werden. Die Netze der beiden Partitionen teilen sich dabei an ihren Schnittstellen die selben Knoten.

#### 4.2.7.1 Wahl der Elemente

Die Geometrie und Art der Belastung sind maßgebend für die Wahl der Finiten Elementtypen. Die verschiedenen Typen an Elementen beeinflussen über ihre zugehörigen Verschiebungsansätze und den daraus resultierenden Spannungsverteilung die Qualität der Ergebnisse und indirekt die benötigte Netzweite, um jene geforderte Qualität zu erreichen. Bei Elementen mit einem linearen Verschiebungsansatz ist in der Regel, für ein vergleichbares Ergebnis, eine feinere Diskretisierung notwendig, als bei Elementen mit einem Ansatz höherer Ordnung. In ABAQUS kann, für dreidimensionale Spannungsanalysen, zwischen Tetraedern, dreieckigen Prismen oder Hexaedern gewählt werden. Zusätzlich kann ein linearer oder quadratischer Ansatz getroffen werden.

Für das vorliegende Modell wurden kubische, lineare Elemente (C3D8) gewählt. Um die Rechenzeit zu reduzieren, konnte anfangs mit C3D8R Elemente gerechnet werden. Später wurde allerdings auf die "reduced Integration" verzichtet, um ein genaueres Berechnungsergebnis zu erlangen. Das heißt, lief ein Modell mit den C3D8R Elementen fehlerlos durch, so konnte diese für einen neuen Durchlauf auf C3D8 Elementen umgestellt werden. Evident wird die Auswirkung der Wahl der Elementtypen

pen etwa im Reaktionskraft-Verschiebungs Diagramm. Wurden die C3D8 Elemente verwendet, so verläuft die Kurve sauberer und die Reaktionskraft fällt größer aus als bei Berechnungen mit C3D8R Elementen (siehe Abbildung 4.14, 4.17).

Mit VERIFY MESH konnte überprüft werden, ob für das Netz Warnungen oder gar Fehler vorliegen. War dies der Fall so musste es überarbeitet werden, da das Modell so nicht berechnet werden konnte.

## 4.3 Ausgabe der Berechnung

Die im HISTORY OUTPUT REQUESTS eingestellte Reaktionskraft und Verschiebung (siehe Abschnitt 4.2.4) wurden für die ausgewählten Punkte der betreffenden Fläche berechnet. Der Verlauf dieser Reaktionskräfte und Verschiebungen in den einzelnen Punkten über die Zeit, konnte durch Auswahl der selbigen im HISTORY OUTPUT in der Outputdatei erstellt werden.

Mit der Operation SUM((A,A,...)) wurden die Reaktionskräfte der einzelnen Knoten zum Verlauf der Reaktionskraft der gesamten Fläche und somit auch des gesamten Betonstücks, aufsummiert. Mit COMBINE (X,X) konnte anschließend ein Kraft-Verschiebungsdiagramm erstellt werden.

Im Folgenden werden die Reaktionskraftverläufe der drei Modelle mit verschiedenen Geometrien, welche mit ABAQUS/Standard berechnet wurden und auch in den Versuchen zum Einsatz kamen, betrachtet (siehe Tabelle 4.1). Für die Erstellung wurde jeweils das selbe Modell verwendet. Lediglich die Dübelabmessungen, der Durchmesser  $\phi$  des Dübels, die Dicke  $t$  des Dübels und der Abstand  $w$  der Dübel zueinander, sowie die Höhe des Aufbetons wurden verändert. Das Materialmodell, die Netzweite, Kontaktbedingungen und Randbedingungen bleiben in jedem Modell gleich. Allen drei Modelle wurden lineare kubische Elemente zugewiesen, dabei wurden sie jeweils einmal mit zusätzlicher REDUCED INTEGRATION (C3D8R - Elemente) und einmal ohne (C3D8 - Elemente) berechnet.

### 4.3.1 Reaktionskraftverlauf des Dübels aus Modell 1

Es wird der Verlauf der Reaktionskraft des halben Betondübels aus Modell 1 mit den Abmessungen (vgl. Abbildung 4.1):

- Durchmesser  $\phi=10$  mm
- Abstand von Dübelmittelpunkt zu Dübelmittelpunkt  $w=20$  mm
- Dicke des Dübels  $t=1.5$ mm

über die Verschiebung, welcher das Blech unterliegt, betrachtet. Für das Modell wurden zwei Varianten berechnet. Die beiden Varianten unterscheiden sich in der Wahl der Elementtypen. In Variante 1 kamen C3D8-Elemente, in Variante 2 C3D8R-Elemente zum Einsatz. Die minimalen Netzweiten wurde für beide Varianten mit 0.5 mm, also einer relativ groben Maschenweite gewählt.

Je nachdem, ob der Verlauf an exakten Zeitpunkten, oder approximierten Zeitpunkten berechnet werden soll, kann die maximale Reaktionskraft leicht variieren, wenn die Schritte, in welchen die Kräfte ausgewertet werden sollen, zu grob eingestellt sind. Für Variante 1 beläuft sich die maximale Reaktionskraft für den halben Dübel auf

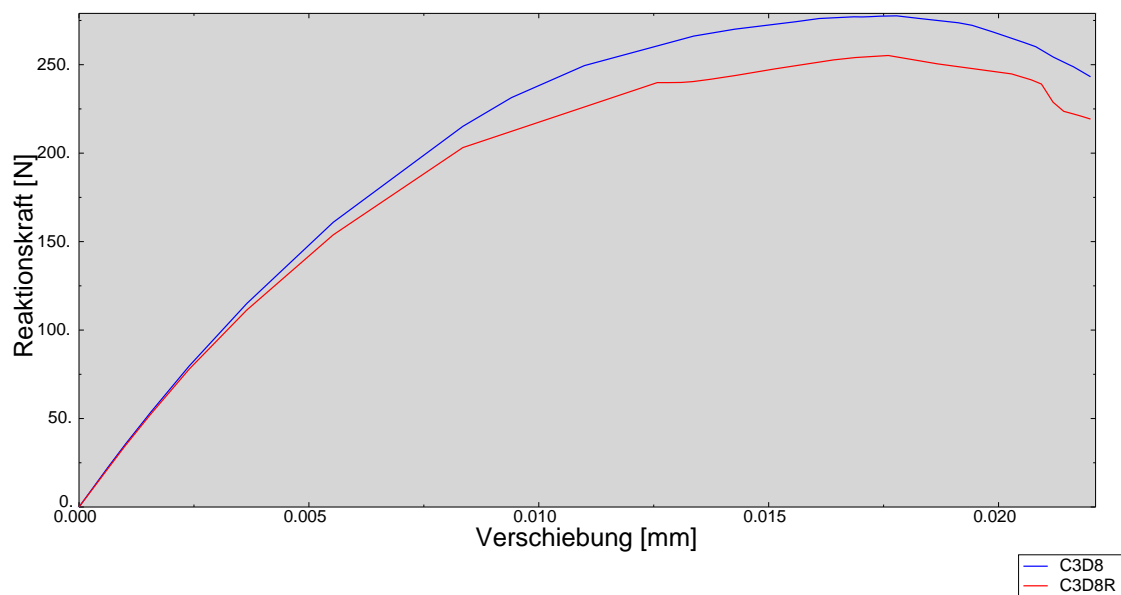


Abbildung 4.14: Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Model 1 abhängig von den eingesetzten Elementtypen

278 N, also auf 556 N für den ganzen Dübel. Die maximale Reaktionskraft tritt bei einer Verschiebung von 0.018 mm auf. Die Kurve des Kraft-Verschiebungsdiagramms, welche aus dem Modell mit den C3D8 Elementen hervorgeht, beschreibt dabei einen stetigen Verlauf ohne Knicke oder sonstige Störungen. Sie steigt zu Beginn steil an und flacht danach zum Maximalwert hin ab. Nach Überschreiten des selbigen sinkt

sie wieder mit einer größer werdenden Neigung. Für Variante 2, mit den C3D8R Elementen beträgt die maximale Reaktionskraft lediglich 255 N für den halben Dübel, vgl. Tabelle 4.3. Die Kurve aus der Berechnung mit den C3D8R Elementen hat einen weniger glatten Verlauf und weist mehrere Knicke auf, vgl. Abbildung 4.14. Die obere Kurve beschreibt den Verlauf der Variante mit den C3D8 Elementen, die untere jene der Variante mit den C3D8R Elementen.

Beide Kurven beschreiben, wie bereits erwähnt, den Verlauf der Reaktionskraft eines halben Dübels ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Beton und Stahl. Unter Miteinbezug der Reibung erhöht sich auch die Reaktionskraft des Systems, siehe Abschnitt 4.4.4.

Tabelle 4.3: zu Modell 1 berechnete Varianten mit einer Maschenweite von 0.5 mm

	Elemente	$N_{min}$ [mm]	$P_{max}$ [N]	Verschiebung [mm]
Variante <sub>1</sub>	C3D8	0.5	278	0.018
Variante <sub>2</sub>	C3D8R	0.5	255	0.018

### 4.3.2 Reaktionskraftverlauf des Dübels aus Modell 2

Es wird Modell 2 mit den Abmessungen (vgl. Abbildung 4.1):

- Durchmesser  $\phi=5$  mm
- Abstand von Dübelmittelpunkt zu Dübelmittelpunkt  $w=8$  mm
- Dicke des Dübels  $t=2$  mm

betrachtet. Das Material, die minimale Netzweite sowie die Elementtypen bleiben unverändert, nur die Geometrie wurde angepasst. Das Modell wurde mit dieser Geometrie nicht mehr berechnet, es kam zu einer Fehlermeldung.

Erst mit einer Partition des Dübels lief die Berechnung fehlerfrei durch. Die Partition wurde mit `PARTITION CELL: DEFINE CUTTING PLANE` so erstellt, dass aus dem halben Zylinder des Dübels zwei Viertel entstanden. Dabei wurde auch die Platte partitioniert, siehe Abbildung 4.15. Wie in Abbildung 4.16 ersichtlich, verändert sich durch Einführung einer Partition im Dübel und dem Blech die Struktur des Netzes



und wird dadurch gleichmäßiger. Dies ist vermutlich auch der Grund, warum das Modell durch diese Abänderung berechnet wird.

Das Modell wurde wiederum über zwei Varianten mit unterschiedlichen Elementtypen berechnet. Der Kraft-Verschiebungsverlauf der beiden Varianten ist in Abbildung 4.17 dargestellt. Bei der Berechnung mit C3D8 Elementen liegt die maximale Reaktionskraft eines halben Dübels bei 89 N (178 N für den vollständigen Dübel) bei einer Verschiebung von 0.011 mm. Auch hier ist, wie auch schon bei Modell 1, die maximale Reaktionskraft geringer sobald "reduced Integration" berücksichtigt wird.

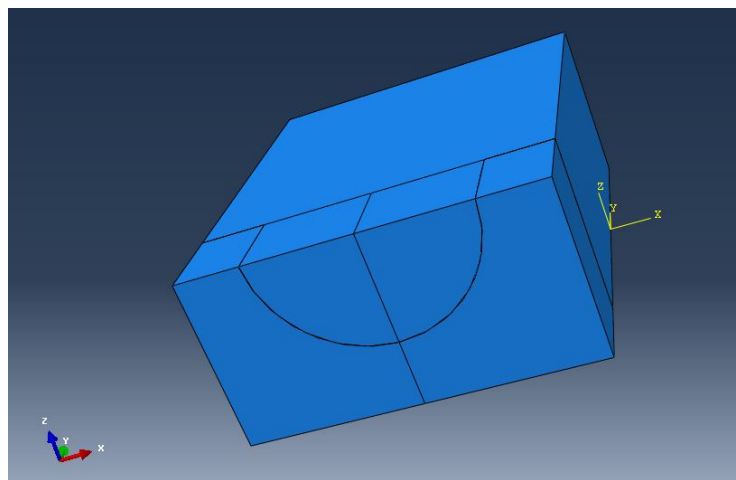


Abbildung 4.15: Partition durch die Mitte des Dübels und des Blechs

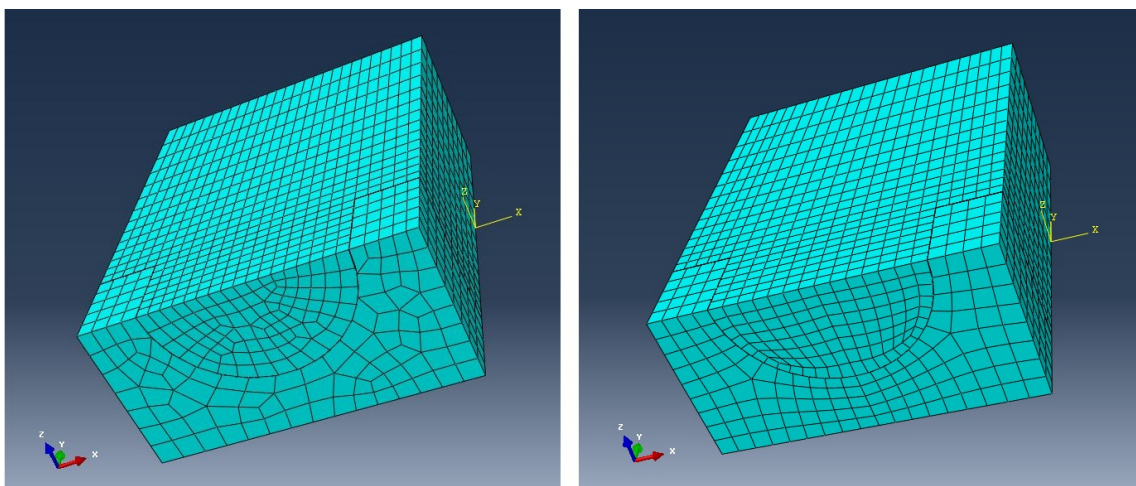


Abbildung 4.16: Geometrie des Netzes vor der Partition (links) und nach der Partition (rechts) des Dübels

Sie erreicht lediglich 74 N für einen halben Dübel, vgl. Variante 4.4. Wird mit den C3D8 Elementen gearbeitet, verläuft die Kurve zwar abermals glätter, hat jedoch noch Erreichen des Punktes der maximalen Reaktionskraft einen sehr starken Abfall. Da hier aber nur die maximale Reaktionskraft von Interesse ist wird der Verlauf nach Erreichen des maximalen Wertes nicht weiter betrachtet.

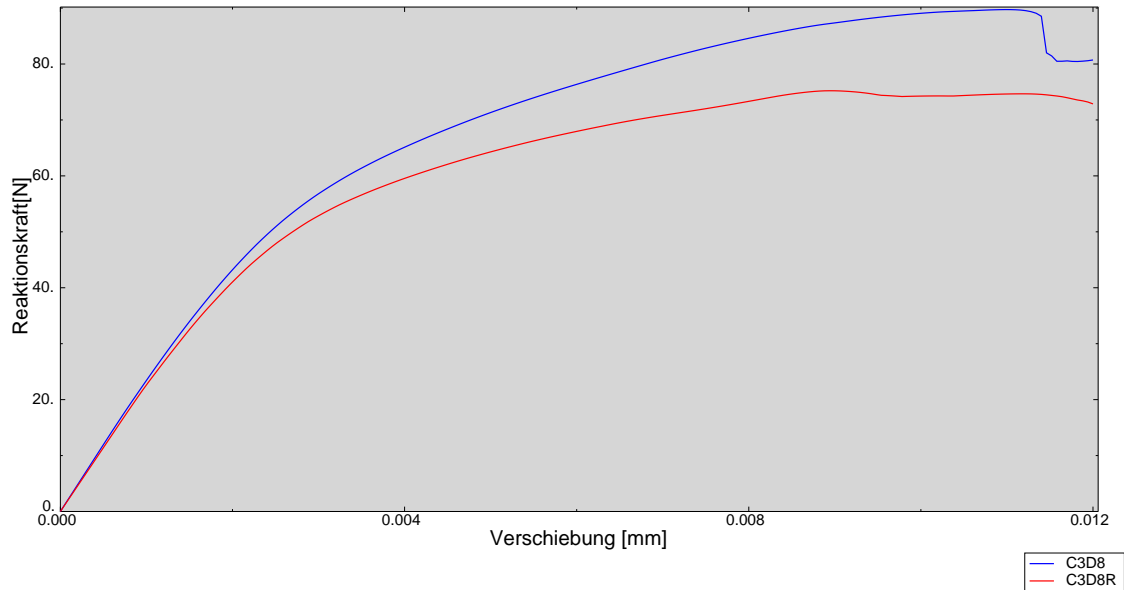


Abbildung 4.17: Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 2 abhängig von den eingesetzten Elementtypen

Tabelle 4.4: zu Modell 2 berechnete Varianten mit einer Maschenweite von 0.5 mm

	Elemente	$N_{min}$ [mm]	$P_{max}$ [N]	Verschiebung [mm]
Variante <sub>1</sub>	C3D8	0.5	89	0.011
Variante <sub>2</sub>	C3D8R	0.5	74	0.011

### 4.3.3 Reaktionskraftverlauf des Dübels aus Modell 3

Es wird Modell 3 mit den Abmessungen (vgl. Abbildung 4.1):

- Durchmesser  $\phi=20$  mm

- Abstand von Dübelmittelpunkt zu Dübelmittelpunkt  $w=48.5$  mm
- Dicke des Dübels  $t=2$  mm

betrachtet. Das Modell wurde ohne Partitionierung des Dübels über den Peak der Reaktionskraft hinaus berechnet, allerdings nur so knapp, das abermals versucht wurde das Modell mit einer Partition des Dübels zu stabilisieren.

Nach dem Partitionieren musste dem Modell ein neues Netz zugewiesen werden. Wurde der halbe Dübel hier sowohl in der Rundung als auch an der geraden Seite in gleich große Teile unterteilt, so entstand durch die neue Symmetrie der Partition an beiden Rändern Elemente, die aus so spitzen bzw. stumpfen Winkeln zusammengesetzt waren, dass es zu einer Warnung bei der Netzgenerierung kam. Das Modell wurde in der Folge nicht berechnet.

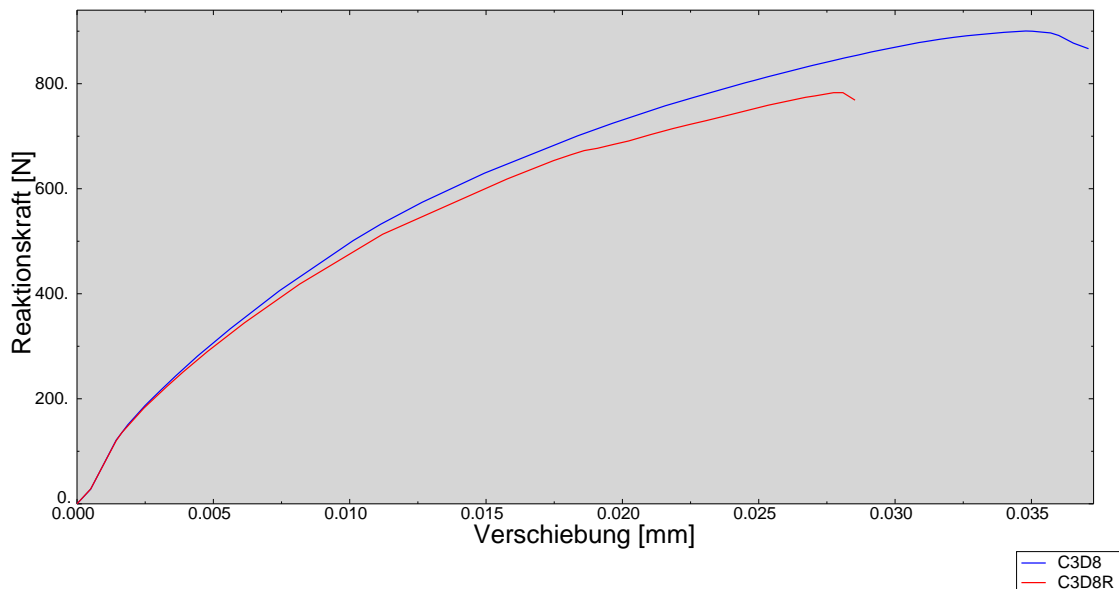


Abbildung 4.18: Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell

3

Um dieses Problem zu umgehen wurde nur der geraden Seite des Dübels eine Unterteilung zugewiesen. In diesem Fall kam es allerdings erneut zu obigem Problem, sofern das Netz des gesamten PARTS auf einmal erstellt wurde. Generierte man hingegen zuerst das Netz der beiden Viertel des Dübels und anschließend den oberen Quader, so erhielt man ein Netz ohne Fehler oder Warnungen. Das Modell wurde allerdings auch mit der Partitionierung des Dübels nicht weiter berechnet, als ohne der Partitionierung. Eine Partitionierung des Dübels war hier also wenig zielführend. Dieser Ablauf der Netzgenerierung, zeigt auf, dass das Modell im Hinblick auf das

Netz instabil sein könnte.

Auch Modell 3 wurde über die entsprechenden zwei Varianten berechnet. In Abbildung 4.18 ist der Verlauf der Reaktionskraft über die Verschiebung dieser Varianten dargestellt. Die maximale Reaktionskraft des halben Dübels liegt hier mit C3D8-Elementen bei 900 N und tritt bei einer Verschiebung von 0.035 auf. Wird mit C3D8R-Elementen gearbeitet, liegt die maximale Reaktionskraft bei 783 N. Der Höhepunkt dieser zweiten Kurve tritt bei einer Verschiebung des Blechs von 0.028 mm auf, vgl. Tabelle 4.5. Auch hier hat der Verlauf des Modells mit den C3D8 Elementen einen glatteren Verlauf als jener mit den C3D8R Elementen. Im Verhältnis zu den beiden vorherigen Modellen liegen hier die Verschiebungen, an welchen die maximale Reaktionskraft auftritt relativ weit auseinander.

Tabelle 4.5: zu Modell 2 berechnete Varianten mit einer Maschenweite von 0.5 mm

	Elemente	$N_{min}$ [mm]	$P_{max}$ [N]	Verschiebung [mm]
Variante <sub>1</sub>	C3D8	0.5	900	0.035
Variante <sub>2</sub>	C3D8R	0.5	783	0.028

Es konnte für alle drei Modelle mit einem groben Netz zwar die Traglast ermittelt werden, allerdings wurde der Belastungsschritt, trotz mehrerer Versuche nur für zwei der drei Modelle auch zu Ende gerechnet. Der genaue Grund für den Abbruch der Berechnung ist unklar.

## 4.4 Qualitätssteigerung der Ergebnisse

Die Genauigkeit der Ergebnisse kann, wie bereits erwähnt, über ein Verfeinerung des Netzes oder eine höhere Ordnung der Verschiebungsansätze gesteigert werden. Das Netz kann entweder konsistent oder lediglich lokal verfeinert werden. Eine lokale Verfeinerung bringt zwar einen höheren Aufwand in der Netzgenerierung mit sich, reduziert aber den Rechenaufwand. Im Gegensatz zur lokalen Verfeinerung können in ABAQUS die gewünschten Verschiebungsansätze einfach jedoch indirekt durch die Wahl der Elementtypen bestimmt werden.

Die linearen kubischen Elemente, welche auch schon zuvor zur Anwendung kamen,

wurden im folgenden beibehalten. Hier wurde eine Genauigkeitssteigerung durch eine lokale Verfeinerung des Netzes angestrebt, da in den bisher generierten Modellen die Netzweite, mit einer Größe von 0.5 mm der kleinsten Elemente, verhältnismäßig grob angesetzt war.

Ziel war es, das Netz der Modelle im Bereich des Dübels so zu verfeinern, dass die Elemente dort eine Seitenlänge von ca. 0.1 mm aufweisen. Ein Netz mit dieser Maschenweite sollte fein genug sein, um Berechnungsergebnisse zu liefern, welche durch eine Steigerung der Netzfeinheit zu keiner merklichen Veränderung der Berechnungsergebnisse führt. Deshalb werden jene Modelle, welche diese Feinheit aufweisen, mit den realen Versuchsergebnissen verglichen.

Der Verlauf der Reaktionskraft, als Funktion der Verschiebung der drei untersuchten Modelle, weist -zumindest im Bereich bis zum Erreichen der Traglast- den erwarteten Trend des benützten Materialmodells auf. Die so ermittelte maximal erreichbare Reaktionskraft der einzelnen Dübel liegt aber leicht über der durchschnittlich aus den Versuchen erhaltenen Reaktionskraft. Da das Berechnungsergebnis, bei einer Finiten Elemente Berechnung mit einem feiner werdenden Netz sich an die exakte Lösung annähert, sollte das FE-Netz besonders in jenen Bereichen, in denen mit Spannungsspitzen zu rechnen ist, verfeinert werden. Im konkreten Fall, musste das Netz im Anschlussbereich des Dübels an den Aufbeton, verfeinert werden. Ein Hinweis darauf, dass das Netz mit einer minimalen Elementgröße von 0.5 mm zu grob gewählt wurde, lag darin, dass sich die so ermittelte maximale Reaktionskraft am selben Modell in einem nicht vernachlässigbarem Masse änderte, wenn das Netz nur leicht verfeinert wurde.

Da das gesuchte feinere FE-Netz, wie schon eingangs erläutert, einen Einfluss auf die Stabilität der Berechnung und die gesuchte Reaktionskraft hat, wurde zunächst versucht dieses Netz an Model 1, vgl. Tabelle 4.1, zu implementieren. Konnte ein Netz gefunden werden bei dem die gewünschten Eigenschaften im Model 1 erreicht werden, konnte dieses auf die beiden anderen Modelle angewendet werden.

Im Folgenden wurde versucht für Modell 1 eine Variante mit der gewünschten Diskretisierung zu erstellen. Es wurde dabei versucht das Netz am bestehenden Modell durch folgende Maßnahmen zu verfeinern:

- Aufteilung des Betonstücks in mehrere eigenständige Teile
- Einführung eines Dämpfungsfaktors

- Berücksichtigung von Reibung in den Kontaktflächen
- Minimierung der Kontaktflächen
- Variation der vom Programm voreingestellten Materialparameter
- Kombination der in den vorangegangenen Varianten abgeänderten Parameter

Erst durch die Kombination konnte eine stabile Variante erstellt werden, deren Geometrie auch auf die gewünschte Feinheit diskretisiert wurde.

#### 4.4.1 Verfeinerung des Netzes am bestehenden Modell

Zunächst musste eine globale Netzverfeinerung ausgeschlossen werden, da dies zu Dateigrößen führte, welche hinderlich für eine weitere Bearbeitung waren. Das Problem lag bei einer partiellen Verfeinerung darin:

Wurde eine Kante entsprechend der gewünschten Netzweite unterteilt, so wurde diese Unterteilung auch für die zu dieser Kante parallelen Kanten übernommen.

Das heißt, der untere Abschnitt des Modells konnte zwar, im Bereich des Dübels in feinere Elemente unterteilt werden, sowie von vorne nach hinten und in Schichten, parallel zur Untersicht von unten nach oben gröber verlaufend, allerdings zog sich dann die feine Elementgröße in vertikaler Richtung bis an den oberen Rand des Modells, siehe Abbildung 4.19. Dies hatte zum einen zur Folge, dass mehr Elemente, als nötig zum Einsatz kamen, was wiederum zu einem erhöhten Rechenaufwand führte und zum anderen entstanden im oberen Bereich des Modells säulenartige Elemente, welche wenn möglich bei einer FE-Berechnung vermieden werden sollten. Das Verhältnis von Höhe zu Breite der einzelnen Elemente sollte 5:1 nicht überschreiten [14].

Trotzdem wurde als erste Näherung eine wie vorhin beschriebene Verfeinerung angewendet. Hierbei zeigte sich, dass bei einer Verfeinerung des Netzes, so dass das kleinste Element eine Seitenlänge von kleiner 0,5 mm aufweist, das Modell zwar teilweise über den Punkt der maximalen Reaktionskraft hinaus berechnet wurde, es aber zu einem vorzeitigen Abbruch der Berechnung kam. Der Belastungsschritt wurde nicht zu Ende berechnet. Dabei sinkt durch die Verfeinerung des Netzes die maximale Reaktionskraft des Systems.

Es wurden unterschiedliche Varianten ( $\text{Variante}_N$ ), mit immer feiner werdender Maschenweite betrachtet. Alle Varianten wurden, wie bereits erwähnt mit Elementen des Typs C3D8 berechnet, siehe Tabelle 4.6. Wurde die minimale Maschenweite des Netzes auf 0.3 mm verfeinert, so kam es zu einer Fehlermeldung. Die Berechnung

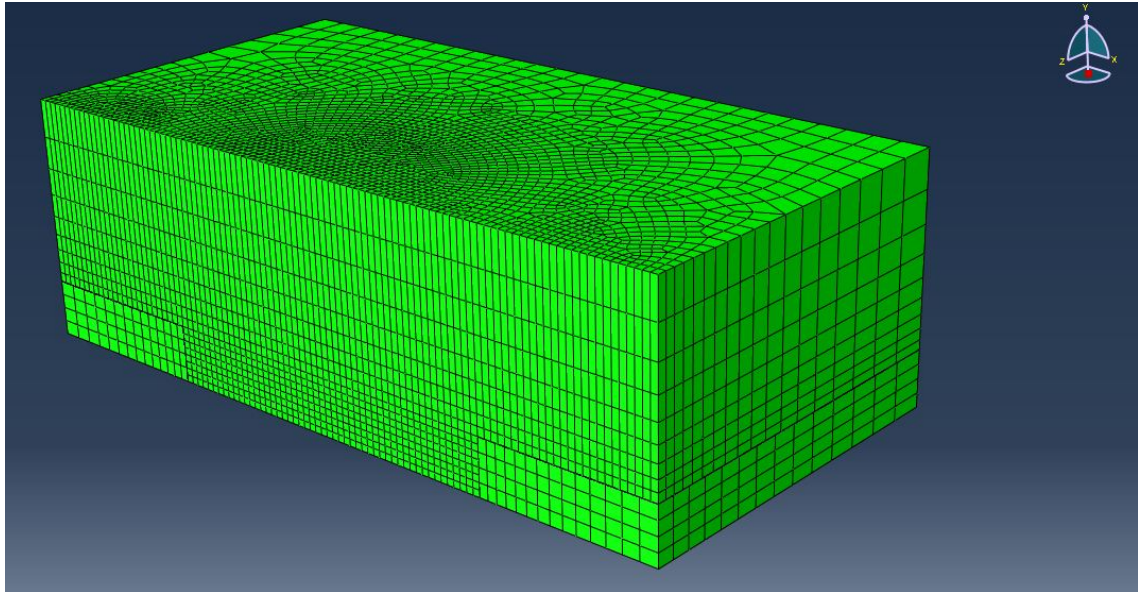


Abbildung 4.19: Netzverfeinerung am gesamten Modell mit säulenartigen Elementen im oberen Bereich

brach bereits vor Erreichen des Extremwertes der Kurve der Reaktionskraft ab. Bei einer minimalen Maschenweite von 0.25 bzw 0.2 mm brach die Berechnung erst nach Überschreiten des Maximalwertes der Reaktionskraft ab. Bei Elementseitenlängen kleiner 0,15 mm ist der Rechenaufwand so enorm gestiegen, dass es mit den gegebenen Mitteln nicht möglich war die Berechnung zu starten. Bei einer Verfeinerung des Netzes mit minimaler Maschenweite von 0.5 mm auf 0.25 mm sinkt die Reaktionskraft um über 19%. Wird das Netz von 0.25 mm auf 0.2 mm verfeinert sind es ca. 3.5 %. Stellt man die Änderung der Maschenweite zur Änderung der Kraft, erkennt man nur eine schwache Konvergenz der berechneten Reaktionskraft in Abhängigkeit der Maschenweite, vgl. Tabelle 4.6. Daraus entsteht die Notwendigkeit einen höheren Diskretisierungsgrad zu wählen.

Die Reaktionskraftverläufe als Funktion der Verschiebung sind für Modell 1 mit einer minimalen Netzweite von 0.25 mm und 0.2 mm und im Vergleich mit der zuvor eingestellten Netzweite von 0.5 mm in Abbildung 4.20 dargestellt.



Tabelle 4.6: zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschenweite

	$N_{min}$ [mm]	$P_{max}$ [N]	Verschiebung [mm]
Variante 1 aus Absch. 4.3	0.5	278	0.018
Variante <sub>N,1</sub>	0.3	Berechnung zu kurz	
Variante <sub>N,2</sub>	0.25	233	0.014
Variante <sub>N,3</sub>	0.2	225	0.012
Variante <sub>N,4</sub>	0.15	Berechnung nicht möglich	
$\Delta P_{max,1,N2} / \Delta N_{min,1,N2} = 45 / 0.25 = 180$			
$\Delta P_{max,N2,N3} / \Delta N_{min,N2,N3} = 8 / 0.05 = 160$			

$P_{max}$  Traglast eines halben Dübels

$N_{min}$  minimale Netzweite

$\Delta P_{max,i,j}$  Differenz der Traglast der Varianten i & j

$\Delta N_{min,i,j}$  Differenz der minimalen Netzweite der Varianten i & j

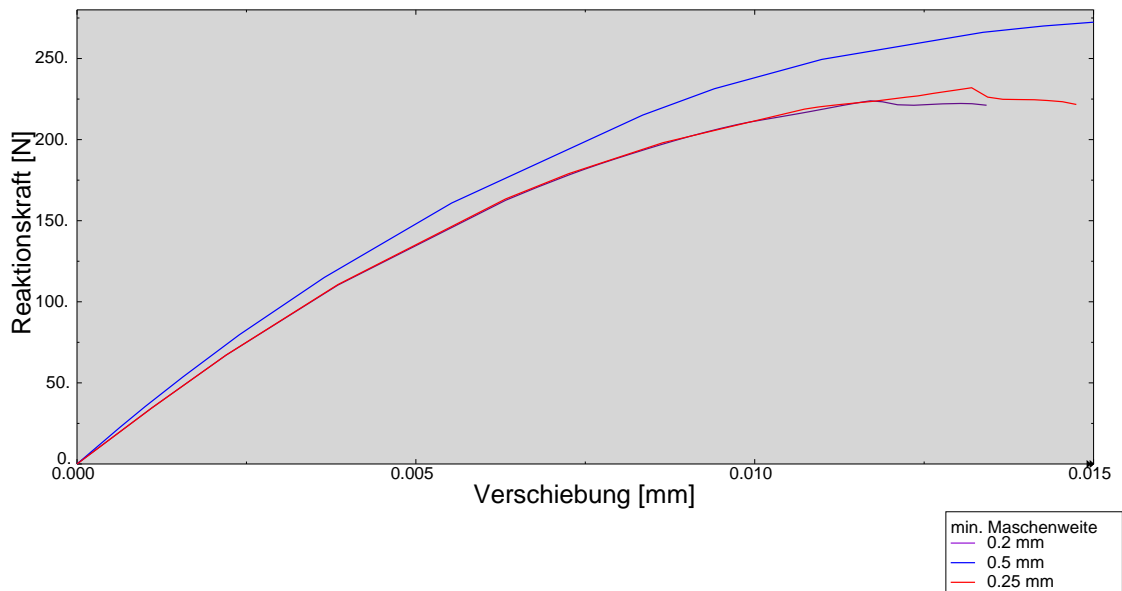


Abbildung 4.20: Kraft-Verschiebungsdiagramm für den halben Dübel aus Modell 1 in Abhängigkeit von unterschiedlichen minimalen Netzweiten



### 4.4.2 Unterteilung des Betons in mehrere Teile

Eine weitere Möglichkeit den Körper in ein feineres Netz zu unterteilen, besteht darin ihn zuerst in mehrere PARTS zu gliedern, welchen anschließend unabhängig voneinander ein Netz zugewiesen wird. Diese Teile müssen über ihre Oberflächen mit CONSTRAINTS  $\rightarrow$  TIE fest miteinander verbunden werden. Die gröbere Oberfläche wird hierbei im ABAQUS als MASTERSURFACE und jene mit dem feineren Netz als SLAVESURFACE definiert. Für die Berechnung des Modells wurde das Betonstück in mehreren Varianten in zwei oder mehr Teile unterteilt (siehe Abbildung 4.21 (links)), welche fest miteinander verbunden wurden und anschließend ein Netz zugewiesen bekamen. Der Dübel selbst war dabei kein eigens erstellter Teil, es handelt sich bei diesem lediglich um eine PARTITION (siehe Abschnitt 4.2.7).

Das Netz konnte nun für jeden Teil getrennt und unabhängig von den anderen Teilen generiert werden. Das heißt an ein Teil mit einem feinen Netz konnte ein Teil mit grobem Netz angeschlossen werden, ohne dass diese in ihrer Netzweite aufeinander abgestimmt sein mussten. Dabei wurde den einzelnen Teilen des Betonstücks von

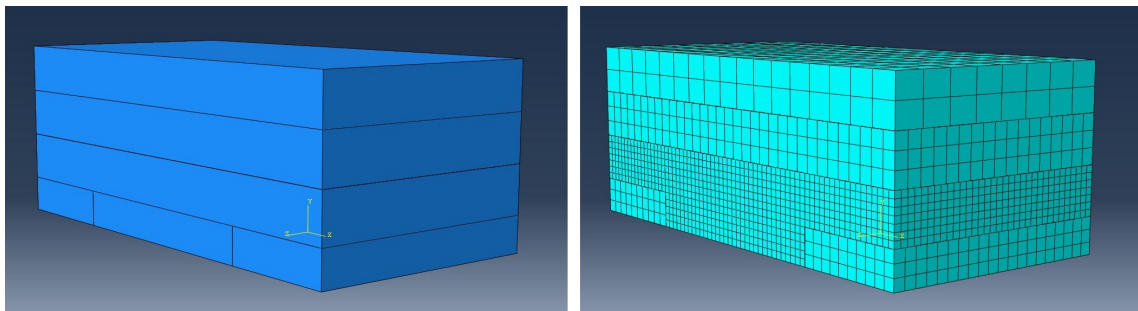


Abbildung 4.21: Exemplarische Unterteilung des Betonstücks in mehrere Teile (links) und deren zugewiesene Netze (rechts)

oben nach unten ein immer feiner werdendes Netz zugewiesen, siehe Abbildung 4.21 (rechts).

Bei Unterteilung der Geometrie in mehrere PARTS lief die Berechnung mit einem groben Netz fehlerlos durch. Wurde das Netz aber verfeinert, so kam es bei allen Versuchen zu einer Fehlermeldung. Das Modell wurde in Folge, mit Ausnahme eines einzigen Versuchs, nicht berechnet. Jenes grobe Netz, mit dem noch eine stabile Berechnung zu Stande kam, setzt sich wie auch schon bei den ersten Berechnungsergebnissen (siehe Abschnitt 4.3.1) aus Elementen mit einer Seitenlänge von 0.5 mm und größer zusammen. Mit einem feineren Netz wurden sowohl die Modelle, bei welchen das Betonstück in zwei Teile, wie auch jene in denen das Stück in drei Teile

unterteilt wurde, trotz wiederholter Anläufe nicht mehr berechnet.

Die erwähnte Ausnahme bildet ein Versuch, in welchem der Beton in zwei PARTS unterteilt wurde und dem Beton im Dübelbereich ein Netz mit einer Netzweite von 0.3 mm zugewiesen wurde ( Variante<sub>M,2</sub> ), vgl. Tabelle 4.7. Die Berechnung verlief

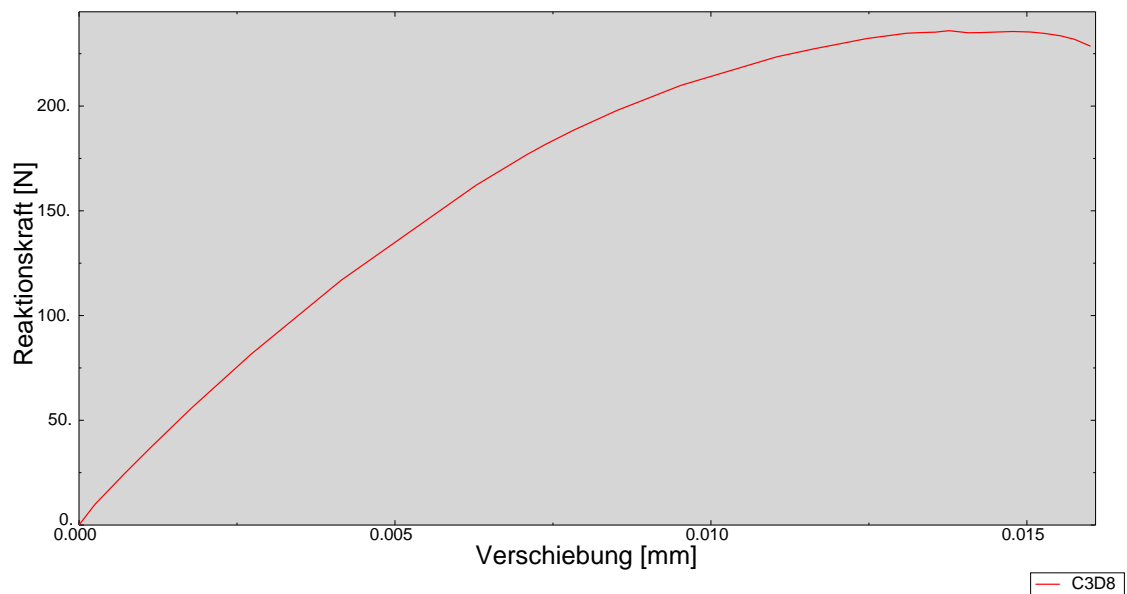


Abbildung 4.22: Kraft-Verschiebungsdiagramm für den halben Dübel der funktionierenden Variante von Modell 1 mit einer minimalen Netzweite von 0.3 mm und einer Unterteilung des Betonstücks in 2 PARTS

zwar auch für diese Variante nicht fehlerlos, der Belastungsschritt brach jedoch erst nach Erreichen der maximalen Reaktionskraft ab. Wurde die Anzahl der Parts oder die Netzweite leicht verändert, so funktionierte die Berechnung des Modells wieder nicht, was auf ein sehr instabiles Modell schließen lässt.

Die maximale Reaktionskraft für den halben Dübel beläuft sich auf 236 N. Sie tritt bei einer Verschiebung von 0.014 mm auf. Der Kraft-Verschiebungsverlauf des funktionierenden Modells ist in Abbildung 4.22 dargestellt. Auch hier wird ersichtlich, dass durch eine Verfeinerung des Netzes die maximale Reaktionskraft des Modells kleiner, als jene bei einem Netz mit minimaler Elementgröße von 0.5 x 0.5 mm wird.

Die Unterteilung des Betonstücks in mehrere eigenständige Teile ist so jedoch nicht wirklich zielführend, da bereits zuvor, mit der Berechnung ohne Unterteilung des Betonstücks Berechnungsergebnisse mit einem feineren Netz erzielt wurden.

Tabelle 4.7: zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschenweite und variabler Anzahl der Teile des Betonstücks

	PARTS [Stk.]	$N_{min}$ [mm]	$P_{max}$ [N]	U [mm]
Variante <sub>M,1</sub>	2	0.5	278	0.018
Variante <sub>M,2</sub>	2	0.3	236	0.014
Variante <sub>M,3</sub>	2	0.2	Berechnung nicht möglich	
Variante <sub>M,4</sub>	2	0.1	Berechnung nicht möglich	
Variante <sub>M,5</sub>	3	0.5	277	0.018
Variante <sub>M,6</sub>	3	0.3	Berechnung nicht möglich	
Variante <sub>M,7</sub>	3	0.2	Berechnung nicht möglich	
Variante <sub>M,8</sub>	5	0.3	Berechnung nicht möglich	
Variante <sub>M,9</sub>	5	0.2	Berechnung nicht möglich	
Variante <sub>M,10</sub>	5	0.1	Berechnung nicht möglich	

PARTS	Anzahl der Teile des Betonstücks
$N_{min}$	minimale Netzweite
$P_{max}$	Traglast eines halben Dübels
U	Verschiebung des Blechs im Punkt der maximalen Reaktionskraft

### 4.4.3 Zuschalten einer Dämpfung

In STEP 1 kann mit AUTOMATIC STABILIZATION → SPECIFY DISSIPATED ENERGY FRACTION ein Dämpfungsfaktor bestimmt werden, welcher durch den schrittweisen Abbau und somit Dämpfung der eventuell frei werdender Dehnungsenergie des Modells, zu einer Stabilisierung der Berechnung führt. Der Dämpfungsfaktor, wird er aktiviert, hat einen voreingestellten Wert von  $2 \cdot 10^{-4}$ , vgl [14].

Der Versuch die Berechnung durch den Dämpfungsfaktor zu stabilisieren wurde an allen zuvor generierten Varianten mit verfeinertem Netz von Modell 1 durchgeführt. Das heißt, sowohl an jenen Berechnungen an welchen nur eine Verfeinerung des Netzes durchgeführt wurde (vgl. Abschnitt 4.4.1), wie auch an jenen mit einem verfeinertem Netz und einer Aufteilung des Betonstücks in mehrere Teile (vgl. Ab-

schnitt 4.4.2). Durch das Einführen dieses Faktors ließen sich jedoch nur einige der genannten Varianten stabilisieren. Eine Verfeinerung des Netzes mit einer Maschenweite kleiner als 0.2 mm wurde auch mit einem Dämpfungsfaktor nicht erreicht, es konnten lediglich Varianten mit einem Netz mit einer Maschenweite von 0.2 mm und größer, stabilisiert werden.

Unter den Varianten, in denen das Betonstück nicht in mehrere Teile unterteilt wurde, stabilisierten sich genau jene, bei welchen der Belastungsschritt nicht zu Ende, jedoch über das Maximum der Reaktionskraft hinaus berechnet wurden. Dies traf auf die Variante $_{N,2}$  und Variante $_{N,3}$  zu. Hier führte der Dämpfungsfaktor dazu, dass die Berechnungen fehlerfrei ausgeführt und der gesamte Belastungsschritt berechnet wurde. Die Modelle mit einer minimalen Netzweite von 0.1 bzw. 0.15 mm, welche zuvor gar nicht berechnet wurden, konnten auch nicht durch Einbringen eines Dämpfungsfaktors stabilisiert werden, was wohl auch hier an der Größe der Input Datei liegen könnte.

Das Ergebnis der Berechnung wurde durch die zu definierende Größe des Dämpfungsfaktors bei den funktionierenden Modellen kaum beeinflusst. Bei mehreren Durchläufen des Modells, mit jeweils unterschiedlicher Größe des Dämpfungsfaktors zwischen  $2E-4$  und  $2E-30$ , blieb die erreichte maximale Reaktionskraft stets unverändert. Das Modell stabilisierte sich schon mit dem Einsatz eines sehr kleinen Dämpfungsfaktors. Die Abnahme der maximalen Reaktionskraft durch den Einsatz des Dämpfungsfaktors, unabhängig von dessen Größe, liegt bei unter 2,5 %, im Vergleich zu Varianten ohne Dämpfungsfaktor. Hier ist anzumerken, dass bei Variante $_{N,2}$  durch den Dämpfungsfaktor die Traglast verringert wurde, bei Variante $_{N,3}$  hingegen erhöht wurde.

Ähnlich verhält es sich bei den Simulationen, bei welchen das Betonstück zusätzlich in zwei oder mehrere eigenständige Teile unterteilt wurde (siehe Abschnitt 4.4.2). Variante $_M$ , welche ohne Dämpfung die Traglast erreichte, aber mit einer Fehlermeldung vor Beendigung des angesetzten Belastungsschrittes abgebrochen wurde, wurde durch Zuschalten der Dämpfung fehlerlos berechnet. Allerdings gelang dies nur mit einem minimalen Dämpfungsfaktor von 0.002. Wurde ein kleinerer Faktor gewählt, so trat eine Fehlermeldung auf und die Berechnung wurde frühzeitig abgebrochen. Der Extremwert der Kurve des Reaktionskraftverlaufs wurde in Folge nicht erreicht. Durch die Stabilisation über die Dämpfung verringert sich die maximale Reaktionskraft des Betons für diese Variante nicht. Auch die Verschiebung, bei welcher die maximale Reaktionskraft auftritt bleibt unverändert. Varianten mit einer von Variante $_M$  abweichenden Anzahl an Teilen, aus denen das Betonstück zusammengesetzt ist, oder jene mit einer feineren Netzweite, deren Belastungsschritt ohne

Dämpfungsfaktor nicht berechnet wurde, konnten auch mit einem Dämpfungsfaktor, unabhängig von dessen Größe, nicht stabilisiert werden.

Tabelle 4.8: zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschenweite mit und ohne Zuschaltung eines Dämpfungsfaktors

	$N_{min}$ [mm]	ohne Dämpfungsfaktor		mit Dämpfungsfaktor	
		$P_{max}$ [N]	U [mm]	$P_{max}$ [N]	U [mm]
Variante $_{N,1}$	0.3	Berechnung zu kurz		Berechnung zu kurz	
Variante $_{N,2}$	0.25	233	0.014	228	0.012
Variante $_{N,3}$	0.2	225	0.012	228	0.013
Variante $_{N,4}$	0.15	Berechnung nicht möglich		Berechnung nicht möglich	
Variante $_{e_{M,2}}$ *	0.3	236	0.014	236	0.014

\* Variante  $_{M,2}$  ist die einzige Variante aus Abschnitt 4.4.2, deren Belastungsschritt ohne Dämpfung teilweise berechnet wurde. Zugleich ist sie die einzige dieser Varianten, welche durch einen Dämpfungsfaktor stabilisiert werden kann. Bei den restlichen Varianten ( $V_{M,3}$ - $V_{M,4}$  &  $V_{M,6}$ - $V_{M,10}$ ) aus Tabelle 4.7, hat die Einführung eines Dämpfungsfaktor keinen stabilisierenden Einfluss auf die Berechnung.

#### 4.4.4 Definition einer Reibung in der Kontaktfuge

Da der reibungslose Kontakt für Fehlermeldungen und Probleme bei der Berechnung der Modelle sorgen könnte, wurde ein Kontakt mit Reibung generiert. Unter INTERACTION PROPERTIES wo schon die Bedingungen des reibungslosen Kontakts eingestellt wurden (siehe Abschnitt 4.2.5), wurde nun ein Kontakt mit Reibung definiert. Für das tangentielle Verhalten wurde PENALTY anstatt eines reibungslosen Kontakts gewählt. In weiterer Folge konnte der Reibungskoeffizient festgelegt werden. Die Einstellungen für den Kontakt in normaler Richtung wurden beibehalten, dort blieb also weiterhin der HARD CONTACT mit den voreingestellten Werten des Programms bestehen. Mit CONTACT CONTROLS → AUTOMATIC STABILIZATION kann die Aufbringung des Kontakts zusätzlich stabilisiert werden.

Im Zuge der Abscherversuche, welche im Labor durchgeführt wurden (siehe Kapitel 3) wurde der Reibbeiwert zwischen Stahl und Beton/Mörtel in Abhängigkeit

unterschiedlicher Querbelastung gemessen, die Werte sind in Tabelle 4.9 aufgelistet.

Tabelle 4.9: gemessene Reibbeiwerte in Abhängigkeit der Querbelastung zwischen Stahl und Beton/Mörtel

$F_N$ [kN]	0.5	2.5	5.0	10.0	20.0	30.0	40.0
$\mu_m$ [-]	0.450	0.630	0.670	0.650	0.620	0.570	0.540
$\sigma_\mu$ [-]	0.156	0.051	0.043	0.097	0.091	0.098	0.103

In ABAQUS wurde ohne zusätzliche Querbelastung gearbeitet. Aus Gründen der Stabilitätsfindung des Modells, wurde in mehreren Durchläufen mit Reibbeiwerten zwischen 0.005 und 0.5 gerechnet. Einige Modelle konnten durch den Einsatz von Reibung zwar stabilisiert werden, jedoch konnte keine fehlerfreie Berechnung erreicht werden. Das heißt, der Belastungsschritt brach zwar später ab, wurde aber auch mit Reibungskontakt nicht zu Ende berechnet. Auch die Berechnung eines Modells mit minimaler Netzweite von 0.15 mm konnte durch den Einsatz der Reibung nicht erreicht werden.

Die Berechnungen jener Varianten, welche zuvor frühzeitig abgebrochen sind, rechneten mit einem Reibungskontakt über den maximalen Punkt der Reaktionskraft hinaus. Dies traf aber nur auf einige Varianten, und bei diesen auch nicht auf beliebige Reibbeiwerte, zu. Das Modell wurde mit einem bestimmten Reibbeiwert berechnet. Vergrößerte oder verkleinerte man den Reibbeiwert wurde es jedoch nicht mehr zu Genüge berechnet, vgl. Tabelle 4.10.

Die Änderung des reibungslosen Kontakts auf einen Reibungskontakt, brachte also nicht die erhoffte Stabilisierung der Modelle und ermöglicht es nicht, das Netz besser zu diskretisieren.

Aus den Berechnungen geht lediglich hervor, dass eine Erhöhung des Reibbeiwertes mit einer Erhöhung der maximalen Reaktionskraft einhergeht.

Diese Ergebnisse werden nicht weiter betrachtet, da es Ziel ist die Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen der Reaktionskraft eines Dübels unter Ausschluss der Reibungskomponente zu betrachten.

Tabelle 4.10: zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschenweite mit und ohne Definition einer Reibung in der Kontaktfuge

	$N_{min}$ [mm]	ohne Reibung		mit Reibung		
		$P_{max}$ [N]	U [mm]	$\mu$ [-]	$P_{max}$ [N]	U [mm]
Variante $_{N,1}$	0.3	Berechnung zu kurz		0.1	Berechnung zu kurz	
				0.2	Berechnung zu kurz	
				0.4	Berechnung zu kurz	
Variante $_{N,2}$	0.25	233	0.014	0.05	Berechnung zu kurz	
				0.1	253	-
				0.2	276	-
				0.4	Berechnung zu kurz	
Variante $_{N,4}$	0.15	nicht berechnet		0.2	Berechnung nicht möglich	
Variante $_{M,6}$	0.3	Berechnung nicht möglich		0.2	Berechnung nicht möglich	
				0.4	Berechnung nicht möglich	

$N_{min}$  minimale Netzweite

$P_{max}$  Traglast eines halben Dübels

U Verschiebung des Blechs im Punkt der maximalen Reaktionskraft

$\mu$  Reibungskoeffizient

#### 4.4.5 Minimierung der Kontaktbedingungen

Wegen der bereits erwähnten Besonderheiten des Kontakts in ABAQUS (siehe Abschnitt 4.2.5), wurde als nächstes die Fläche für welche dieser zu definieren war, minimiert. Es wurde dafür die zuvor definierte Kontaktfläche zwischen Beton und Stahlblech auf ein absolutes Minimum reduziert.

Da der Beton an der gesamten oberen Seite und das Blech an der gesamten unteren Seite in vertikale Richtung gehalten wurde, konnte in guter Näherung auf den horizontalen Kontakt zwischen den beiden Teilen verzichtet werden. Auch die vertikale Kontaktfläche konnte für die Definition des Kontakts verkleinert werden. Betrachtet

man das Blech und den Dübel unter der gegebenen Belastung, so herrscht in der vorderen Hälfte der vertikalen Kontaktfläche, mit Aufbringen der Verschiebung, kein Kontakt mehr vor. Hier konnte auf die Definition eines Kontakts verzichtet werden. Es blieb also die hintere Hälfte der vertikalen Kontaktfläche übrig für welche dieser noch zu definieren war. In Abbildung 4.23 werden genau die Flächen für Beton und Blech aufgezeigt, welche für die Definition des Kontakts noch relevant waren. Um für die beiden Kontaktflächen jeweils nur die hintere Hälfte der vertikalen Oberfläche der Rundung von Dübel und Blech zu wählen, konnte das Blech wie auch der Dübel, wie in Abschnitt 4.3.2 in zwei Hälften partitioniert werden, auf diese Weise erhielt man für die gewünschten Teile der Oberflächen eigene Teilflächen, die anschließend als Kontaktflächen ausgewählt werden konnten.

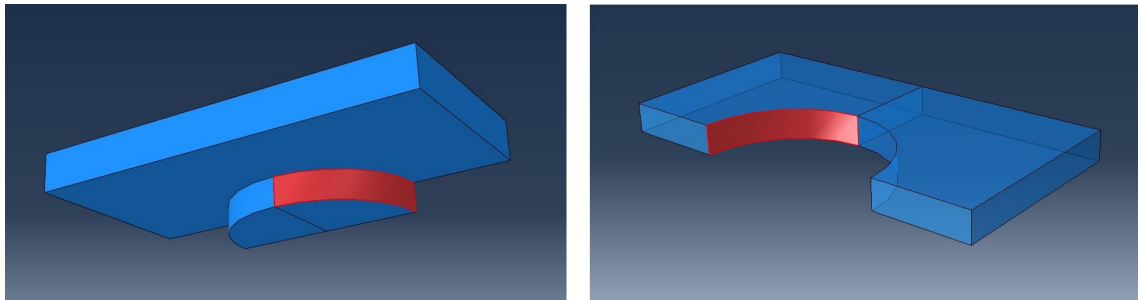


Abbildung 4.23: Minimierte Kontaktfläche des zur besseren Veranschaulichung gedrehten Betonstücks (links) und des Blechs (rechts)

Da die verbleibenden Flächen nur auf Druck zusammenwirken, konnte unter EDIT CONTACT PROPERTIES der normale Kontakt nun mit LINEAR anstatt mit HARD CONTACT definiert werden. Der Kontakt tritt hier nicht sofort auf, sondern wird linear aufgebracht. Die Steigung dieser Linearen wird dabei über den E-Modul eingegeben.

Die Fläche, über die der Kontakt wirkt, ist auf diese Weise minimiert, allerdings verkleinerte sich durch das Minimieren der Kontaktfläche auch die maximale Reaktionskraft, im Vergleich zur zuvor definierten Kontaktfläche laut Abschnitt 4.2.5. Außerdem wurde das Modell durch Minimieren der Kontaktfläche nicht stabiler, im Gegenteil, eine Variante, welches zuvor fehlerlos funktionierte, rechnete nach dieser Änderung nicht mehr zu Ende. Es brach zwar erst nach Überschreiten der maximalen Reaktionskraft ab, zeigte jedoch eine Fehlermeldung an und berechnete nicht den vollen Belastungsschritt. Variante  $M_{2,2}$ , welche zuvor über den Extremwert der Kurve der Reaktionskraft hinaus berechnet wurde, brach mit der Minimierung der Kontaktbedingungen schon früher ab, vgl. Tabelle 4.11 Der alleinige Ansatz zur



Minimierung der Kontaktflächen wurde aus diesem Grund wieder verworfen.

Tabelle 4.11: zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschenweite mit und ohne Minimierung der Kontaktbedingungen

	$N_{min}$ [mm]	ohne Minimierung		mit Minimierung	
		$P_{max}$ [N]	U [mm]	$P_{max}$ [N]	U [mm]
Variante <sub>1</sub>	0.5	278	0.018	230	0.016
Variante <sub>M,2</sub>	0.3	236	0.014	Berechnung zu kurz	
Variante <sub>M,10</sub>	0.1	Berechnung nicht möglich		Berechnung nicht möglich	

#### 4.4.6 Änderung der Materialmodellparameter

Ein weiterer Versuch zur Stabilisierung der Berechnung war die Abänderung der vom Programm voreingestellten Materialparameter:

**K:** entgegen der Erwartung stabilisierte die Erhöhung von  $K_c$  die Berechnung nicht, sondern führte sogar bei einem vorher funktionierenden Modell zu einem vorfrühten Abbruch der Berechnung.

**Viscosity Parameter:** Der vom Programm voreingestellte Wert des Viskositätsparameters ist, wie bereits erwähnt 0. In dieser Einstellung könnte eine Ursache für die Stabilitätsprobleme der Modelle liegen. Da es hier nicht um die Abänderung des Materialmodell ging, sondern lediglich um die Findung eines stabilen Modells, wurde der Viskositätsparameter  $\sim 0$ , aber nicht genau als 0 definiert.

Das bewirkte, dass für Werte des Parameters  $>0.001$  auch Modelle mit einer minimalen Netzweite von 0.1 mm und gleichzeitiger Aufteilung des Betonstücks in mehrere eigenständige Teile fehlerfrei berechnet wurden. Hier trat jedoch das Problem auf, dass die maximale Reaktionskraft unrealistisch groß anstieg. Der Verlauf der Reaktionskraft zeigte im gewählten Verschiebungsbereich keinen Extremwert auf, sondern stieg bis zum Ende der Berechnung weiter an. Er ist bereits in diesem Bereich so hoch, dass gar nicht erst versucht wurde den Extremwert der Kurve durch Einprägen

einer größeren Verschiebung, zu erreichen. An einem funktionierenden Modell mit einer Netzweite von 0.5 mm musste der Parameter etwa auf  $1E-5$  verkleinert werden, so dass die Differenzen der Ergebnisse der Reaktionskraft mit denen des Modells, welche einen Viskositäts Parameter von 0 haben, vernachlässigbar klein sind. Wurde die Viskosität bei dem zuvor betrachteten Modell mit einer Unterteilung des Betonstücks in mehrere Teile und einer Netzweite von 0.1 mit  $1E-5$  oder kleiner gewählt, so kam es zu einer Fehlermeldung und der Belastungsschritt wurde nicht berechnet, vgl. Tabelle 4.12.

Tabelle 4.12: zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschenweite mit unterschiedlich großem Viskositäts Parameter

		vp=0		vp $\neq$ 0	
	$N_{min}$ [mm]	$P_{max}$ [N]	U [mm]	vp	$P_{max}$ [N]
Variante <sub>1</sub>	0.5	278	0.018	$1E^{-2}$	>750
				$1E^{-3}$	>420
				$1E^{-4}$	>300
				$1E^{-5}$	280
				$1E^{-6}$	278
Variante <sub>M,10</sub>	0.1	nicht berechnet		$1E^{-2}$	>750
				$1E^{-3}$	>400
				$1E^{-4}$	Berechnung nicht möglich
				$1E^{-6}$	Berechnung nicht möglich

Somit konnte festgestellt werden, dass mit einer Variation der Parameter das erklärte Ziel, ein Modell mit feinem Netz im Bereich der Spannungsspitzen und fehlerfreier Berechnung, nicht erreicht und daher nicht weiter verfolgt wird. Die Werte der Materialmodellparameter werden somit bei vom Programm voreingestellten (siehe Abschnitt 4.2.2) belassen.

### 4.4.7 Parameterstudie

In den vorangegangenen Abschnitten wurden jene Parameter aufgezählt, welche einen stabilitätsfördernden Einfluss auf ein Modell mit einer feinen Diskretisierung haben könnten. Es wurde festgestellt, dass die Variation einzelner Parameter das Modell teilweise stabilisierten, jedoch konnte die gewünschte Stabilität (Berechnung des gesamten Belastungsschrittes) nicht erreicht werden. Deshalb wurde eine Parameterstudie durchgeführt, in der dieses Parameter so lange variiert wurden, bis ein funktionierendes und stabiles Modell mit einer feinen Diskretisierung gefunden wurde.

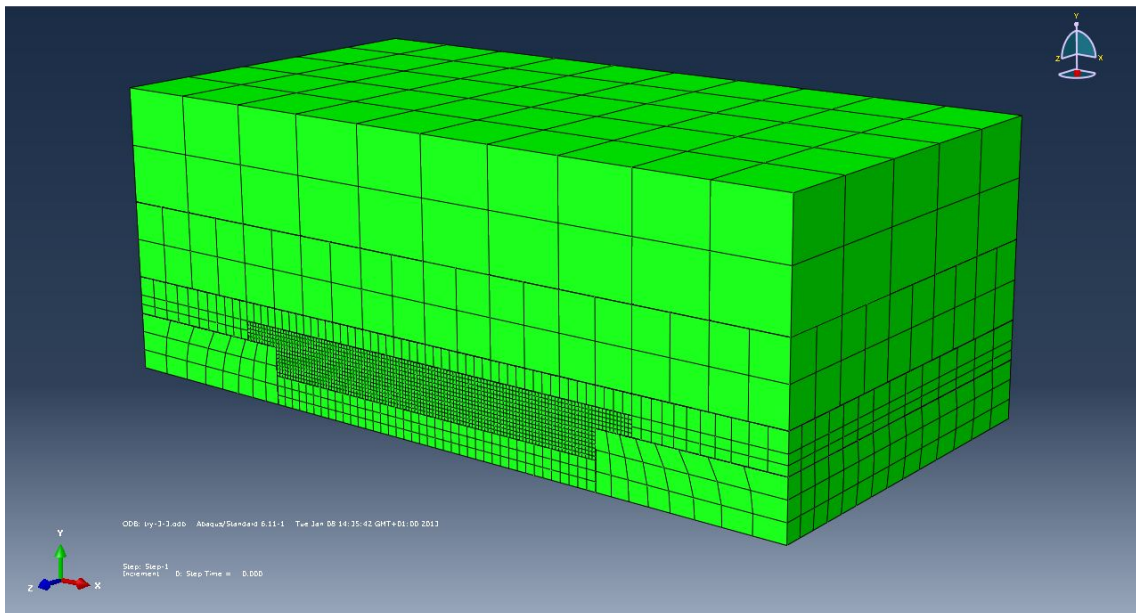


Abbildung 4.24: Modell 1 mit Unterteilung des Betonstücks in fünf Teile und deren zugewiesene Netzweite

In der betreffenden Variante besteht das Betonstück aus fünf eigenständigen Teilen mit zusätzlichen Partitionen. Der Kontakt zwischen Beton und Stahl wurde wie in Abschnitt 4.4.5 minimiert, aber mit dem Unterschied, dass der Kontakt reibungslos definiert wurde. Es wurde also für das tangentielle Verhalten `FRICITIONLESS` und für das normale Verhalten `HARD CONTACT` mit den vom Programm voreingestellten Parametern gewählt. Des weiteren wurde als Variante unter den Kontaktbedingungen unter `SLAVE ADJUSTMENT` von `NO ADJUSTMENT` auf `ADJUST ONLY TO REMOVE`

OVERCLOSURE gewechselt <sup>2</sup>. `ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE` soll eine Überlappung der Knoten betreffender Elemente der beiden Kontaktflächen in den betreffenden Kontaktbereichen verhindern. Zusätzlich wurde der Viskositätsparameter im Materialmodell, sehr klein zwar, aber verschieden von null gewählt, nämlich mit  $1E-5$  und als weitere Variante mit  $1E-4$ . Alle übrigen Einstellungen wurden wie im ursprünglichen Modell, vgl. Abschnitt 4.3.1 beibehalten. Als Elemente wurden die des Typs C3D8 gewählt. In Abbildung 4.24 ist das Modell mit seinen eigenständigen Teilen und der gewählten Netzstruktur der jeweiligen Teile zu sehen. Das Modell wird über die folgenden drei Varianten berechnet:

Variante  $P_1$ : wird mit einem Viskositätsparameter von  $1E-4$  und der Einstellung `NO ADJUSTMENT` in den Kontaktbedingungen berechnet

Variante  $P_2$ : wird mit einem Viskositätsparameter von  $1E-5$  und der Einstellung `NO ADJUSTMENT` in den Kontaktbedingungen berechnet

Variante  $P_3$ : wird mit einem Viskositätsparameter von  $1E-5$  und der Einstellung `ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE` in den Kontaktbedingungen berechnet

Der Belastungsschritt des Modells wurde mit diesen Einstellungen für alle drei Varianten fehlerlos berechnet, jedoch ergaben sich im Verlauf der Reaktionskraft über die Verschiebung leichte Unterschiede (siehe Abbildung 4.25). Variante  $P_1$  weist gegenüber den beiden anderen Varianten, durch den größeren Viskositätsparameter nach Überschreiten des Hochpunktes der Kurve einen flacheren Abfall auf. Der Grund für dieses Verhalten ist unklar, zumal der Verlauf der Reaktionskraft zufolge der Berechnung des Modells mit einem groben Netz und einem Viskositätsparameter von 0 eine noch kleinere Neigung im abfallenden Bereich der Kurve aufweist als Variante  $P_1$ , siehe Abbildung 4.14.

Variante  $P_1$  und Variante  $P_2$ , welche mit der Einstellung `NO ADJUSTMENT` in den Kontaktbedingungen berechnet wurden, weisen im vorderen Abschnitt einen linearen Verlauf, welcher durch einen Knick beendet wird, auf. Variante  $P_3$  hingegen verläuft in diesem Abschnitt stetig, ohne Knicke.

Die Unterschiede der maximalen Reaktionskräfte der drei Varianten sind vernachlässigbar gering, siehe Tabelle 4.13.

---

<sup>2</sup>Für die in Abschnitt 4.3 erstellten Modell mit einem groben Netz hat diese Änderung in der Kontaktbeziehung keinen Einfluss auf den Verlauf und den maximalen Wert der Reaktionskraft. Dort verläuft die Kurve auch mit der Einstellung `NO ADJUSTMENT` ohne Knick, das bedeutet die beiden Körper überschneiden sich in der Kontaktebene auch mit Aufbringen der Verschiebung nicht.

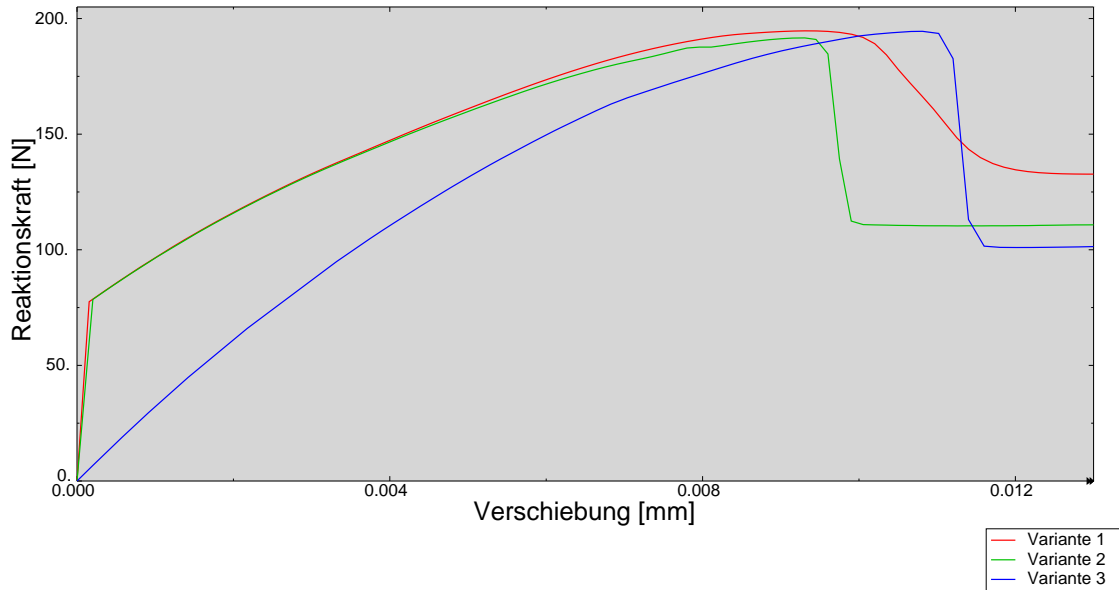


Abbildung 4.25: Kraft-Verschiebungsdiagramm für den halben Dübel aus Modell 1 mit einer Unterteilung des Betonstücks in 5 Teile, reibungslosem Kontakt und einem Viskositätsparameter  $\neq 0$  für die drei betrachteten Varianten

Tabelle 4.13: zu Modell 1 berechnete Varianten

	min. Netzweite [mm]	Traglast [N]	Verschiebung [mm]
Variante $P_{,1}$	0.1	195	0.009
Variante $P_{,2}$	0.1	192	0.009
Variante $P_{,3}$	0.1	195	0.01

#### 4.4.7.1 Simulation der Modelle 2 und 3 mit einem verfeinerten Netz

Da durch die oben genannte Kombination der variierten Parameter ein funktionierendes Modell 1 mit feinem Netz, dessen Belastungsschritt fehlerlos berechnet wird, zustande kommt, wurden in Folge auch die Modelle 2 und 3 mit einem feineren Netz simuliert.

## Reaktionskraftverlauf des halben Dübels aus Modell 2

Im folgenden wurde Modell 2 (vgl. Tabelle 4.1) betrachtet. Die minimale Netzweite wird auch für dieses Modell im Bereich des Dübels auf 0.1 mm gesetzt. In Abbildung 4.26 ist dieser Bereich der minimalen Netzweite sowie die übrigen Teile mit den zugewiesenen Netzweiten zu sehen. Auch für dieses Modell wurde der gesamte Belastungsschritt ohne Fehlermeldung berechnet.

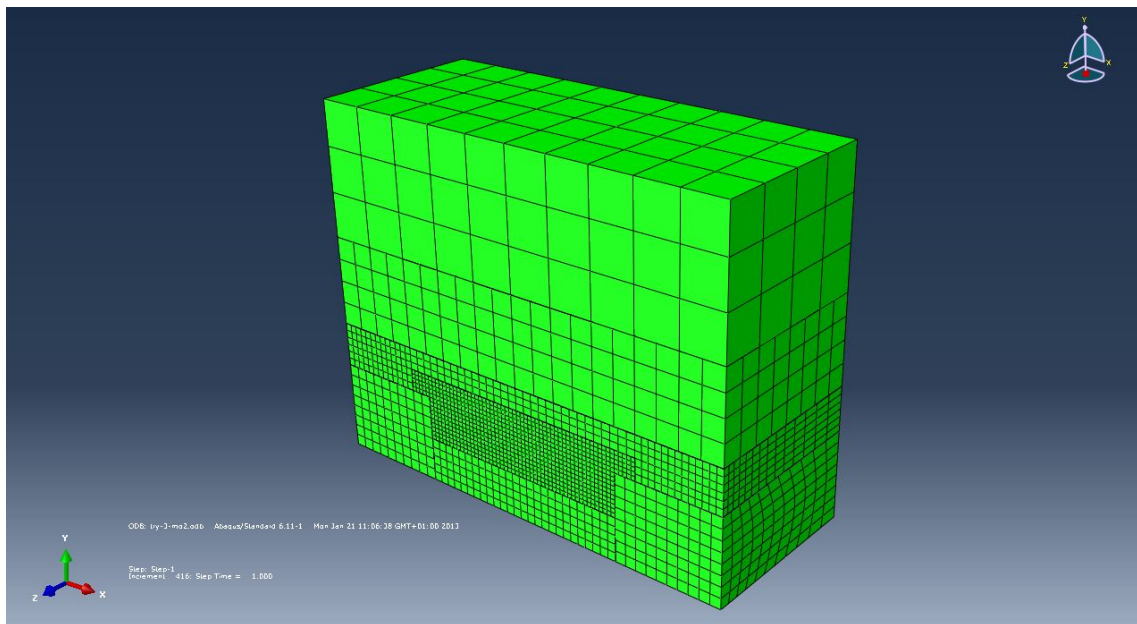


Abbildung 4.26: Modell 2 mit Unterteilung des Betonstücks in fünf Teile und deren zugewiesene Netzweiten

Für das Modell werden zwei Varianten erstellt, über welche es berechnet wird:

Variante  $P_{1}$ : wird mit einem Viskositätsparameter von  $1E-5$  und der Einstellung NO ADJUSTMENT in den Kontaktbedingungen berechnet.

Variante  $P_{2}$ : wird mit einem Viskositätsparameter von  $1E-5$  und der Einstellung ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE in den Kontaktbedingungen berechnet.

Es wurden beide Varianten fehlerlos berechnet. Wie auch schon bei Modell 1 unterscheiden sich die Reaktionskräfte der Varianten nur minimal. Für Variante  $P_{1}$  ergibt sich eine maximale Reaktionskraft des halben Dübels von 53 N, welche bei

einer Verschiebung von 0.002 mm auftritt. Variante  $P_2$  weist eine maximale Reaktionskraft des halben Dübels von 50 N auf, bei einer Verschiebung von 0.004 mm, vgl. Tabelle 4.14.

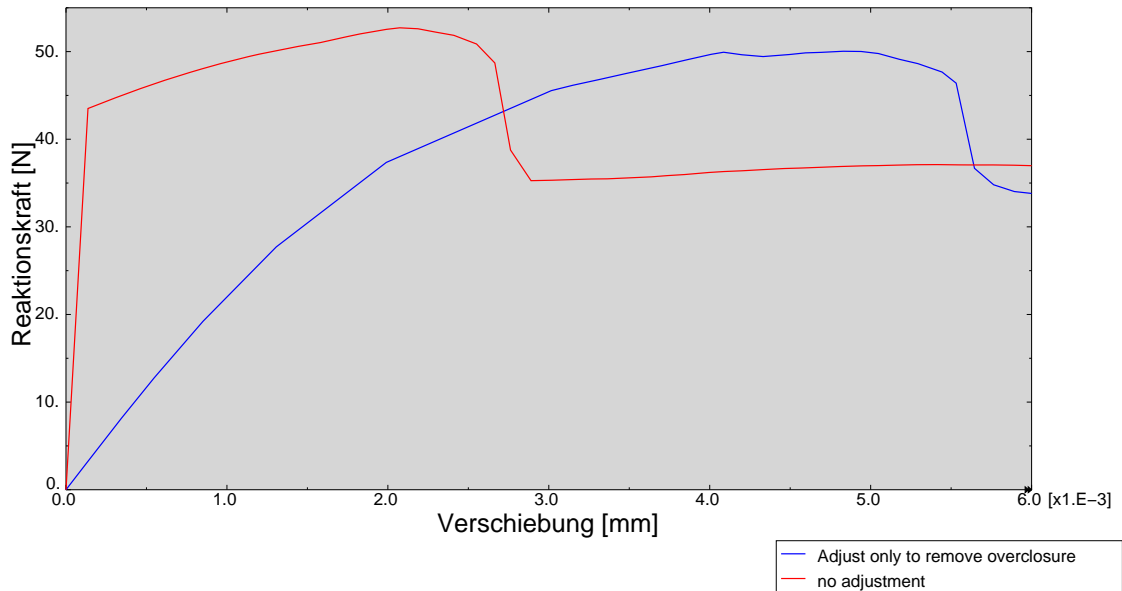


Abbildung 4.27: Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 2, einer Unterteilung des Betonstücks in 5 PARTS, reibungslosem Kontakt und einem Viskositätsparameter  $\neq 0$  mit (blaue Kurve) und ohne (rote Kurve) Regulierung bei einer Überlappung der Netz der Kontaktoberflächen

Auch hier weist Variante 1, mit der Einstellung NO ADJUSTMENT in den Kontaktbedingungen, einen Knick im vorderen Abschnitt der Kurve auf. Variante 2 hat hingegen einen stetigen Anstieg der Reaktionskraft. Nach Erreichen der jeweiligen Hochpunkte weisen beide Kurven einen ähnlich steilen Abfall auf, siehe Abbildung 4.27.

Tabelle 4.14: zu Modell 2 berechnete Varianten

	min. Netzweite [mm]	Traglast [N]	Verschiebung [mm]
Variante $P_1$	0.1	53	0.002
Variante $P_2$	0.1	50	0.004



### Reaktionskraftverlauf des halben Dübels aus Modell 3

Für Modell 3 (vgl. Tabelle 4.1) wurde die minimale Netzweite im Bereich des Dübels mit 0.15 mm gewählt. Da dieses Modell größere Abmessungen als Modell 1 aufweist, sollte für diese Diskretisierung jedenfalls fein genug sein. In Abbildung 4.28 ist das Modell, bestehend aus einzelnen Teilen, mit der jeweils zugewiesenen Netzweite dargestellt.

Das Modell wurde lediglich über eine Variante ( Variante  $P_1$ ) berechnet. Da sowohl

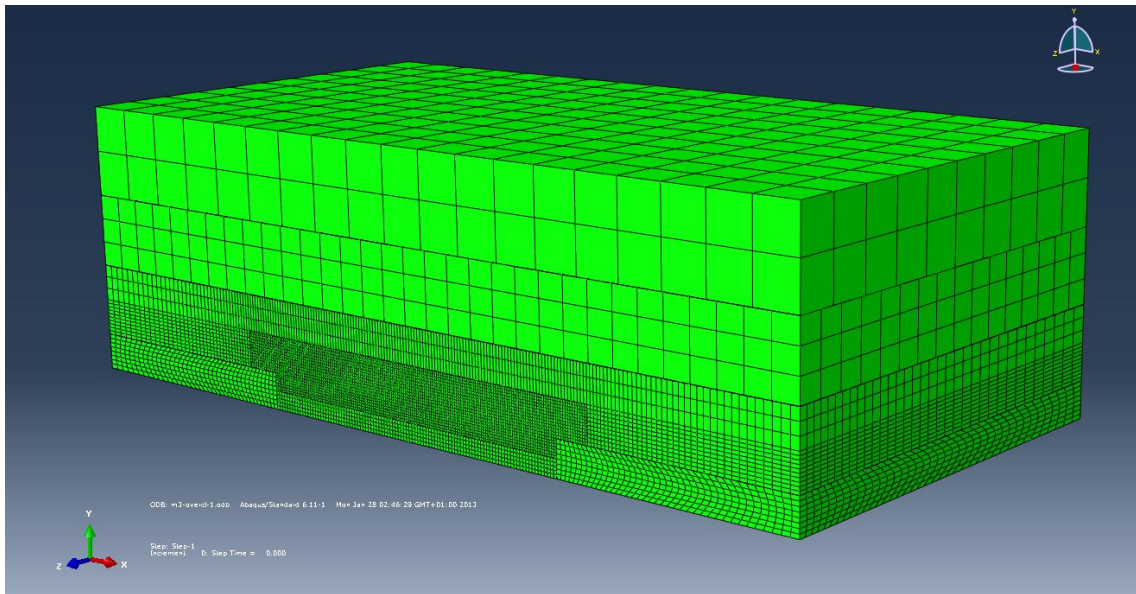


Abbildung 4.28: Modell 3 mit Unterteilung des Betonstücks in fünf Teile und deren zugewiesenen Netzweiten

in Modell 1 wie auch in Modell 2 für Kurve der Varianten mit der Einstellung NO ADJUSTMENT in den Kontaktbedingungen keinen sinnvollen Verlauf aufweisen, wurde Modell 3 lediglich mit der Einstellung ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE in den Kontaktbedingungen berechnet.

Vor Erreichen des Maximalwertes flacht die Kurve ab und steigt anschließend nochmals an. Die maximale Reaktionskraft des halben Dübels tritt hier bei einer Verschiebung von 0.03 mm auf und liegt bei 742 N, siehe Abbildung 4.29.

Wurde das Netz mit VERIFY MESH kontrolliert, so traten für alle drei Modelle Warnungen (sowohl für eine grobe, wie auch für eine feine Diskretisierung) bezüglich zu spitzer Winkel einiger Elemente auf. Dies lag an der Symmetrie des Netzes, welche durch die Partition des Dübels und des Blechs entstand. Auch durch den Versuch



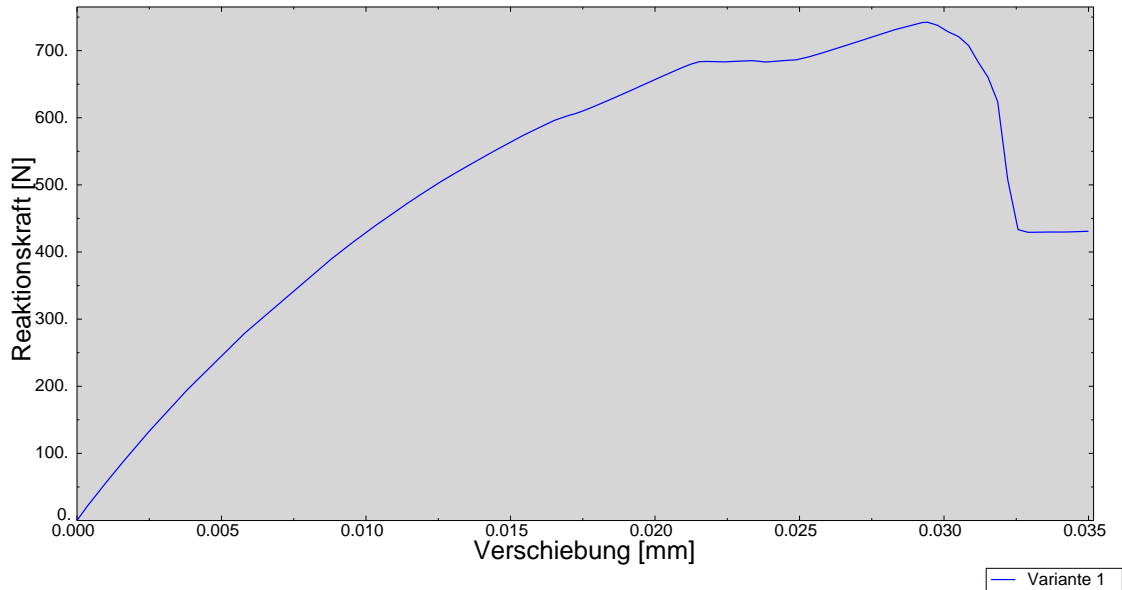


Abbildung 4.29: Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 3, mit einer Unterteilung des Betonstücks in 5 PARTS, reibungslosem Kontakt und einem Viskositätsparameter  $\neq 0$

die Kanten der betreffenden Teile neu zu unterteilen wurde keine Verbesserung erlangt. Mit der feinen Netzwahl konnten die Warnungen jedoch deutlich reduziert werden.

Die Modelle werden trotz der Warnung für das Netz berechnet. Die betreffenden Elemente sollten keinen maßgebenden Einfluss auf die maximale Reaktionskraft des Betons haben. Ein Einfluss auf die lokalen Spannungen kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, jedoch wird der Verlauf dieser hier nicht betrachtet.

## 4.5 Berechnung mit Dynamic, Implicit und Dynamic, Explicit

Als Alternative zu den zuvor berechneten Modellen, wurden die Modelle im Folgenden mit geänderten Typen der Belastungsschritte, berechnet. Die Berechnungen des Modells wurden im Folgenden mit einem Belastungsschritt des Typs DYNAMIC, IMPLICIT in ABAQUS/Standard und anschließend mit einem Belastungsschritt des Typs DYNAMIC, EXPLICIT in ABAQUS/Explicit durchgeführt.

Die Motivation die Modelle zusätzlich auf diese Weise zu berechnen, lag darin, eine

Variante zu finden, welche mit einem feinen Netz, aber unverändertem Materialmodell berechnet wird. Wird ein stabiles Modell gefunden, dessen Belastungsschritt durchgerechnet wird, so ist ein Vergleich der früher berechneten Modelle mit diesem möglich. Auf diese Weise kann abgeschätzt werden, ob eine Abänderung von Materialmodellparametern (Viscosity Parameter), wie sie in Abschnitt 4.4.7 zur Stabilisierung des Modells vorgenommen wurde, einen Einfluss auf den Verlauf der Ergebnisse hat.

Berechnungen dieser Belastungstypen sind, wie der Namen schon sagt dynamischer Natur. Sie verlangen beides die Eingabe der Materialdichten und der Definition einer Amplitude für die Aufbringung der Verschiebung. In ABAQUS/Explicit müssen zudem die Elementtypen neu gewählt werden.

### 4.5.1 Berechnung mit Dynamic, Implicit

Für die Erstellung eines Modells mit impliziten Belastungsschritt, konnte eines der zuvor generierten Modelle verwendet werden. Einzig der Belastungsschritt selbst war abzuändern. Hierfür wurde der bestehende Belastungsschritt des Typs `STATIC, GENERAL` gelöscht und ein Belastungsschritt des Typs `DYNAMIC, IMPLICIT` erstellt. Dieser wurde auch, wie der alte Belastungsschritt nach dem `STEP INITIAL` als `STEP 1` eingefügt. In diesem `STEP 1` konnte wiederum die Zeitspanne, über die er ausgeführt werden soll, was für das vorliegende Modell eher uninteressant war. Die minimale Inkrementgröße musste abgeschätzt werden. Laut [17] kann eine passende Inkrementgröße über die kleinste Eigenfrequenz des Körpers gefunden werden. Alternativ wird ein passendes Minimum der Inkrementgröße durch Probieren ermittelt. Für das vorliegende Modell wurde die minimale Inkrementgröße auf  $1E-6$  gesetzt. Gleich wie bei einem `STATIC, GENERAL STEP` musste zudem die maximale Anzahl der Inkremente sowie die Größe des Anfangsinkrements bestimmt werden. Der Schritt wurde wiederum über den vollen Newton-Raphson Algorithmus gelöst. Da der alte Belastungsschritt gelöscht wurde, wurde mit diesem auch die dort angesetzte Verschiebung des Blechs gelöscht. Diese musste erneut hinzugefügt werden. Als Amplitude für die aufgebrachte Verschiebung wurde eine des Typs `SMOOTH STEP` gewählt. Der Verlauf wurde linear über zwei Wertepaare definiert.

Da die restlichen Randbedingungen sowie der Kontakt unter dem `STEP INITIAL` generiert wurden, mussten diese nicht erneut eingegeben werden, sie wurden automatisch übertragen.

Zusätzlich musste für eine Berechnung mit einem Belastungsschritt des Typs DYNAMIC, IMPLICIT in den Materialmodellen die Dichte des Materials definiert werden. Für eine erste Simulation wurde wiederum Modell 1 (vgl. Tabelle 4.1) verwendet. Es wurden Varianten betrachtet, bei welcher das Betonstück in 3 Teile, laut Abbildung 4.30, unterteilt ist. Der Dübel ist dabei nur eine PARTITION des untersten Teils, und wird nicht eigenständig generiert. Für das Netz wurde vorerst im untersten Teil des Betons eine minimale Maschenweite von 0.22 mm gewählt. Für die darüber gelegenen Teile wurde die mit größerem Abstand zum Dübel immer größer generiert.

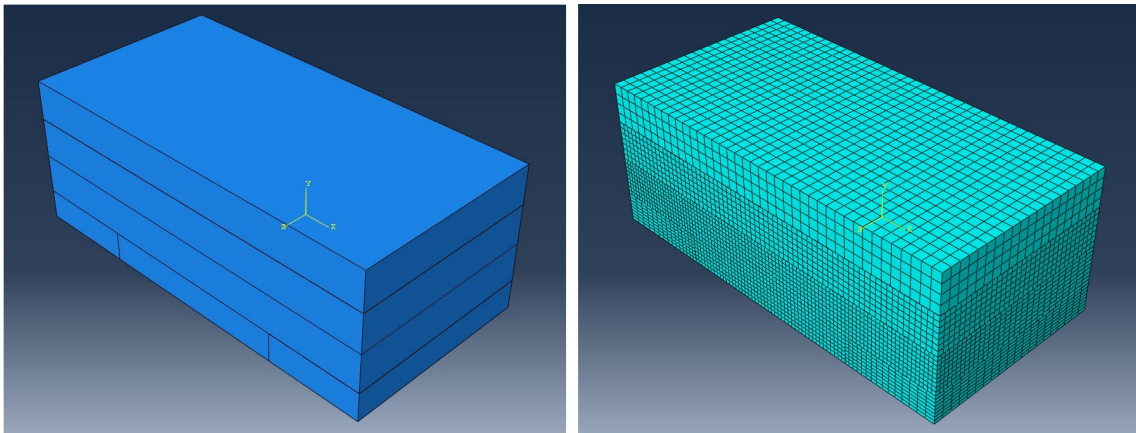


Abbildung 4.30: Modell mit Unterteilung des Betonstücks in drei Teile (links) und deren zugewiesene Netze

Das Modell wurde mit drei, hinsichtlich des Kontakts, leicht abgeänderten Varianten berechnet.

Variante  $I_{,1}$ : der Kontakt ist über die gesamten Kontaktfuge definiert, die Oberfläche des Blechs fungiert als MASTER SURFACE, jene des Betonstücks als SLAVE SURFACE. Es wird mit FINITE SLIDING und SURFACE TO SURFACE gerechnet. Die restlichen Einstellung werden aus den Voreinstellungen beibehalten

Variante  $I_{,2}$ : wird im Gegensatz zu Variante  $I_{,1}$  mit der Einstellung ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE in den Kontaktbedingungen berechnet

Variante  $I_{,3}$ : wird zusätzlich zu der Einstellung ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE noch mit NODE TO SURFACE anstatt mit SURFACE TO SURFACE in den Kontaktbedingungen berechnet

#### 4.5.1.1 Ausgabe der Berechnung

Durch die neue Wahl des Typs des Belastungsschrittes, in welchem die Verschiebung auf das Blech aufgebracht wurde, von `STATIC`, `GENERAL` auf `DYNAMIC`, `IMPLICIT` wurde der Belastungsschritt des Modells mit allen drei der oben genannten Varianten ohne Fehlermeldung durchgerechnet. Der jeweilige Verlauf der Reaktionskraft über die Verschiebung der drei Varianten ist in Abbildung 4.31 dargestellt. Die

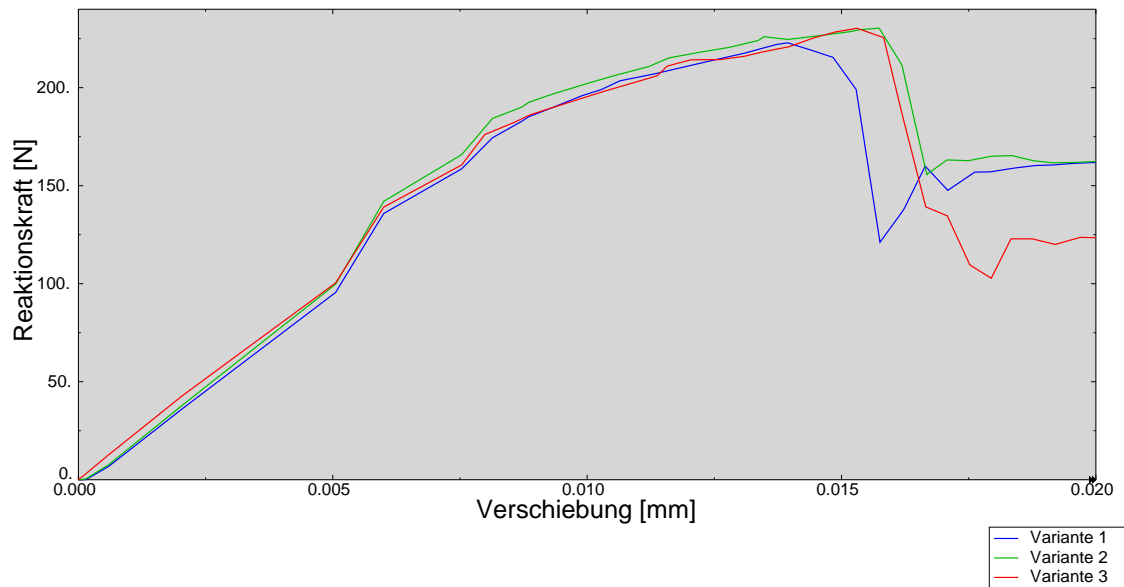


Abbildung 4.31: Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel der Varianten von Modell 1 mit einer minimalen Netzweite von 0.22 mm

Verläufe und Traglasten der drei Varianten unterscheiden sich dabei nur leicht, siehe Tabelle 4.15. Die Abweichung der maximalen Reaktionskraft liegt zwischen den drei Varianten unter 4 %. Ob mit `NO ADJUSTMENT` oder `ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE` gerechnet wird scheint hier keine große Auswirkung auf den Verlauf der Kurve zu haben.

Dieses Ergebnis der maximale Reaktionskraft für die vorliegende minimale Netzweite deckt sich in etwa mit jenen des Modells, in welchem die Verschiebung über einen `STATIC`, `GENERAL STEP` aufgebracht und das selbe Materialmodell verwendet wurde (siehe Abschnitt 4.4.1 und 4.4.2). Im Gegensatz zu diesen wird der Belastungsschritt hier aber zu Ende gerechnet.

Tabelle 4.15: zu Modell 1 implizit berechnete Varianten mit variabler Netzweite

	min. Netzweite [mm]	Traglast [N]	Verschiebung [mm]
Variante $I_{1,1}$	0.22	223	0.014
Variante $I_{1,2}$	0.22	230	0.016
Variante $I_{1,3}$	0.22	230	0.015
Variante $I_{1,4}$	0.15	208	0.011
Variante $I_{1,5}$	0.1	nicht berechnet	

#### 4.5.1.2 Netzverfeinerung

Es wurde versucht bei der Berechnung des Modells mit einem Belastungsschritt des Typs DYNAMIC, IMPLICIT eine weitere Verfeinerung der Netzweite im Bereich des Dübels vorzunehmen.

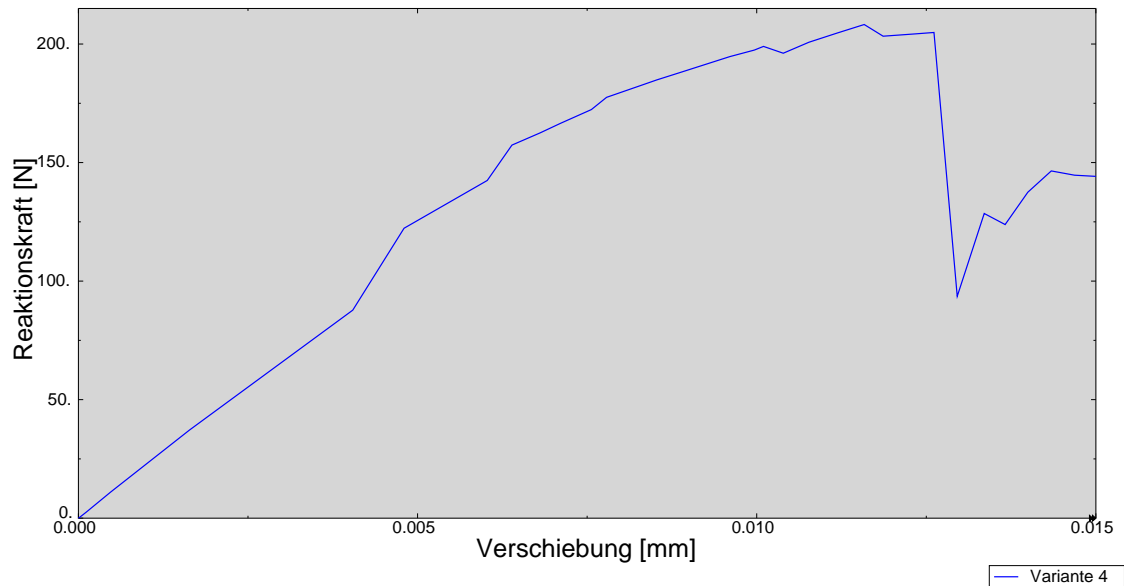


Abbildung 4.32: Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 1 und einer minimalen Netzweite von 0.15 mm

Dafür wurde die kleinste Maschenweite des Netzes des obigen Modells von 0.22 zuerst auf 0.15 mm und in einem weiteren Schritt auf 0.1 mm verfeinert. Mit einer Maschenweite von 0.15 mm wurde der Belastungsschritt ohne Fehlermeldung zu

Ende gerechnet. Wurde die minimale Netzweite jedoch auf 0.1 mm verfeinert, so kam es zu einer Fehlermeldung, der Belastungsschritt wurde nicht berechnet.

Bei einer Netzweite von 0.15 mm beläuft sich die maximale Reaktionskraft auf 208 N. Sie tritt bei einer Verschiebung von 0.011 mm auf, siehe auch Tabelle 4.15. Der Verlauf der Reaktionskraft über die Verschiebung ist weniger glatt, als bei den früheren Berechnungen mit einem Belastungsschritt des Typs `STATIC, GENERAL`. Nach Erreichen der maximalen Reaktionskraft fällt er steil ab, siehe Abbildung 4.32.

#### 4.5.1.3 Simulation des halben Dübels aus Modell 2

Es wurde auch Modell 2 mit einem Belastungsschritt des Typs `DYNAMIC, IMPLICIT` berechnet. Die minimale Netzweite wurde im Bereich des Dübels mit 0.1 mm gewählt. Ausgehend vom Dübel wurde mit größer werdendem Abstand das Netz

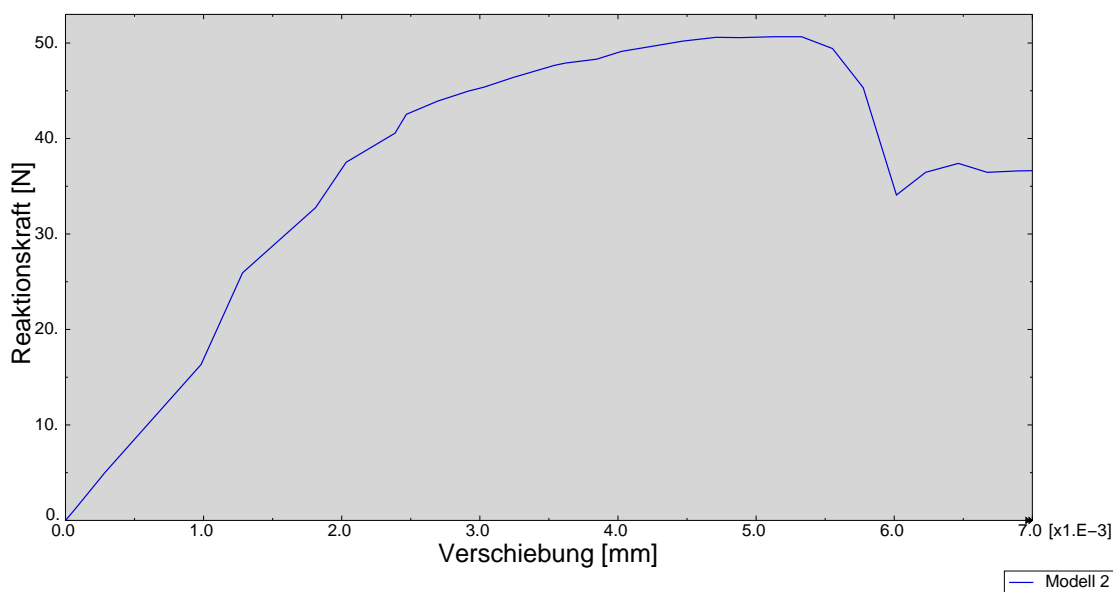


Abbildung 4.33: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 2

immer gröber definiert. Dem Modell wurden Elemente des Typs `C3D8` zugewiesen. Die Kontaktbedingungen wurden entsprechend der zweiten Variante für Modell 1 gewählt (Kontakt über die gesamte Kontaktfuge und `ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE`).

Der Verlauf der Reaktionskraft des Betons über die Verschiebung, welche auf das Blech aufgebracht wurde, ist auch für dieses Modell unstetig im vorderen Abschnitt und weist nach Erreichen der selbigen einen steilen Abfall, siehe Abbildung 4.33. Die

maximale Reaktionskraft liegt bei einer Verschiebung von 0.005 mm und beträgt 51 N.

#### 4.5.1.4 Simulation des halben Dübels aus Modell 3

Schließlich wurde auch Modell 3 mit einem abgeänderten Belastungsschritt berechnet. Dem Modell wurden Elemente des Typs C3D8 zugewiesen. Die Kontaktbedingungen wurden entsprechend der zweiten Variante für Modell 1 gewählt (Kontakt über die gesamte Kontaktfuge und ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE). Wurde bei der Berechnung von Modell 3 mit einem Belastungsschritt des Typs DYNAMIC, IMPLICIT mit einer minimalen Netzweite von 0.15 mm gearbeitet, so konnte der Belastungsschritt nicht berechnet werden. Mit einer Netzweite von 0.2 mm, lief die Berechnung über den gesamten Belastungsschritt durch.

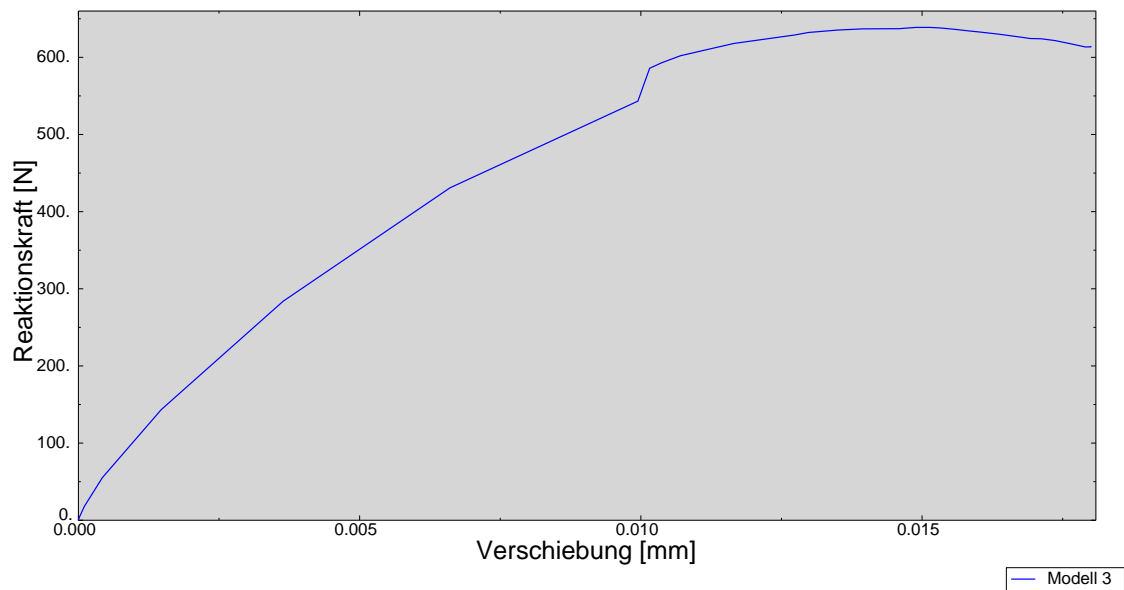


Abbildung 4.34: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 3

Die maximale Reaktionskraft des halben Dübels liegt bei 563 N. Sie tritt bei einer Verschiebung des Blechs von 0.014 mm auf. Der steile Abfall der Kurve, nach Erreichen der maximalen Reaktionskraft bleibt hier aus, siehe Abbildung 4.34.

## 4.5.2 Berechnung mit ABAQUS/Explicit

Bei der Berechnung mit ABAQUS/Explicit war wiederum der Typ des Belastungsschrittes abzuändern, nämlich auf DYNAMIC, EXPLICIT. Für die Verschiebung, welche während des Belastungsschrittes aufgebracht wurde, wurde eine Amplitude des Typs SMOOTH STEP gewählt. Der Verlauf wurde linear über zwei Wertepaare definiert. Im Materialmodell musste wie auch schon in Abschnitt 4.5.1 die Dichte der Materialien angegeben werden. Zusätzlich mussten die Elemente bei einer expliziten Berechnung neu gewählt werden. In der Elementauswahl wurde hier von STANDARD auf EXPLICIT gewechselt. Als Elementtypen wurden wiederum C3D8 Elemente gewählt.

Für alle drei Modelle wurden Varianten mit unterschiedlichen Netzweiten generiert. Die Belastungsschritte wurden dabei für alle Varianten ohne Fehlermeldungen zu Ende gerechnet.

### 4.5.2.1 Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 1

Für Modell 1 wurden zwei Varianten mit unterschiedlichen minimalen Netzweiten erstellt. Die Verläufe der beiden Varianten sind sehr ähnlich, sie unterscheiden sich in ihren Extrempunkten, siehe Abbildung 4.35. Beide Verläufe sind stetig bis zum Erreichen der maximalen Reaktionskraft.

Mit feiner werdendem Netz sinkt auch hier wieder die maximale Reaktionskraft, sowie die Verschiebung, bei welcher diese auftritt, siehe Tabelle 4.16. Stellt man wiederum die Änderung der Maschenweite zur Änderung der Kraft, so hat sich die Konvergenz gegen einen bestimmten Wert, im Vergleich zu einer Änderung beim Einsatz größerer Netzweiten (vgl Tabelle 4.6) nicht erhöht. Das heißt, die Änderung der Kraft ist bei feiner werdender Maschenweite im Verhältnis in etwa gleich geblieben.



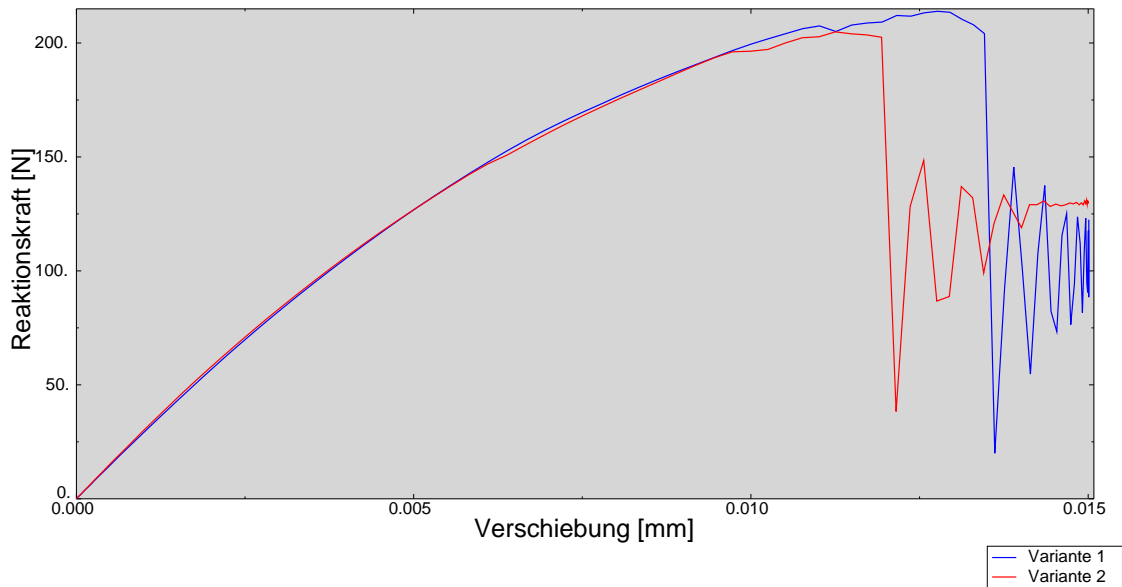


Abbildung 4.35: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 1

Tabelle 4.16: zu Modell 1 explizit berechnete Varianten

	min. Netzweite [mm]	Traglast [N]	Verschiebung [mm]
Variante $E,1$	0.15	214	0.013
Variante $E,2$	0.1	205	0.011
$\Delta P_{max,E,1,E,2} / \Delta N_{min,E,1,E,2} = 9 / 0.05 = \mathbf{180}$			

$\Delta P_{max,i,j}$  Differenz der Traglast der Varianten i & j

$\Delta N_{min,i,j}$  Differenz der minimalen Netzweite der Varianten i & j

#### 4.5.2.2 Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 2

Für Modell 2 wurden zwei Varianten mit unterschiedlichen Netzweiten erstellt, siehe Tabelle 4.17. Auch hier ist zu erkennen, dass die Traglast mit einer feineren Maschenweite sinkt, vgl. Abbildung 4.36.

Die Kurven sind sich im vorderen Abschnitt sehr ähnlich, im hinteren Abschnitt unterscheiden sie sich aber. Bei Erreichen der maximalen Reaktionskraft hat Variante  $E,3$  einen steilen Abfall. Variante  $E,1$  hingegen verläuft nach Erreichen der Traglast viel

flacher.

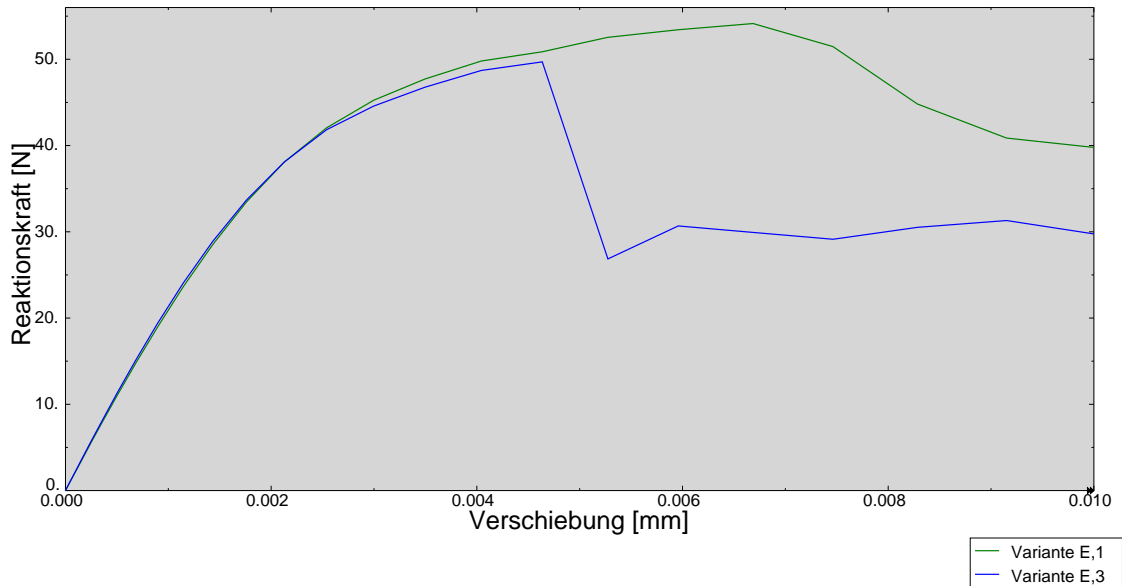


Abbildung 4.36: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 2

Tabelle 4.17: zu Modell 2 explizit berechnete Varianten

	min. Netzweite [mm]	Traglast [N]	Verschiebung [mm]
Variante $E,1$	0.2	54	0.007
Variante $E,3$	0.1	50	0.004

#### 4.5.2.3 Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 3

Auch für Modell 3 wurden fünf Varianten mit unterschiedlichen Netzweiten generiert, siehe Tabelle 4.18. Trotz der unterschiedlichen Netzweiten liegen die Verläufe der einzelnen Varianten dicht beieinander, vgl. Abbildung 4.37. Dies liegt daran, dass es hier im Verhältnis zur Geometrie des Modells, bei allen fünf Varianten bereits um eine feine Diskretisierung handelt.

Auffallend ist Variante  $E,2$  welche trotz größerer Maschenweite eine kleinere Traglast als Variante  $E,3$  aufweist. Dies könnte an Singularitäten des Modells liegen, welche bei einer feinen Maschenweite eventuell zu Abweichungen der Ergebnisse führen können. Weiters fällt auf, dass Variante  $E,4$  und Variante  $E,5$  trotz unterschiedlichen

Netzweiten die gleiche Traglast aufweisen. Dies weist darauf hin, dass das Netz hier in jedem Fall fein genug gewählt sein sollte. Auf die Tendenz der Traglast in Abhängigkeit der Maschenweite, wird später eingegangen, vgl. Abbildung 4.42.

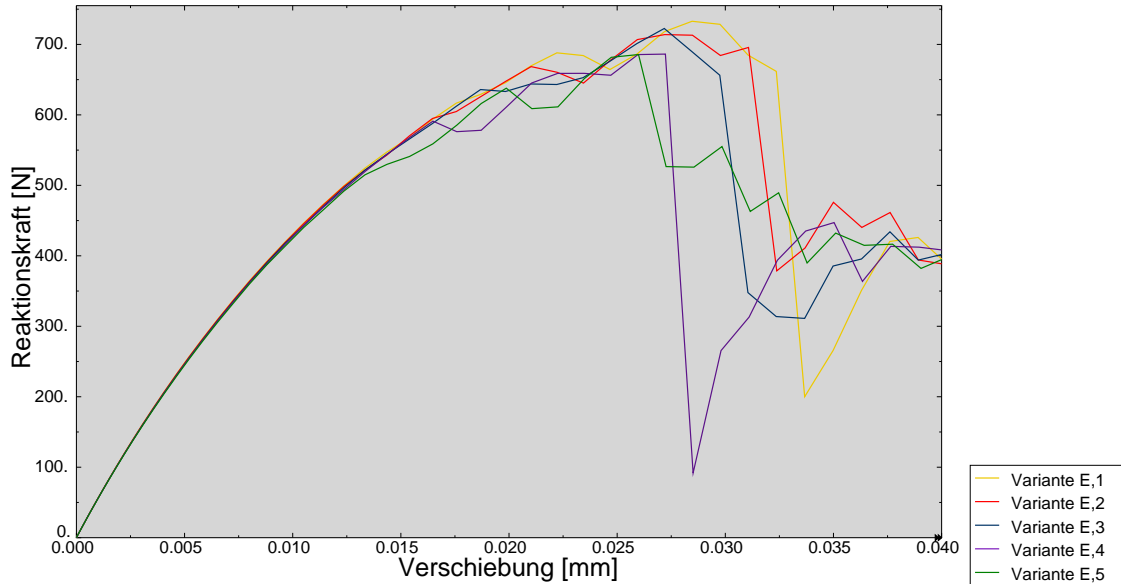


Abbildung 4.37: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 3

Tabelle 4.18: zu Modell 1 explizit berechnete Varianten

	min. Netzweite [mm]	Traglast [N]	Verschiebung [mm]
Variante $E,1$	0.3	733	0.028
Variante $E,2$	0.25	714	0.027
Variante $E,3$	0.2	723	0.027
Variante $E,4$	0.15	686	0.027
Variante $E,5$	0.1	686	0.026

## 4.6 Zusammenfassung und Vergleich der FE-Berechnung

Bei einer Berechnung mit ABAQUS/Standard kann mit einem Belastungsschritt des Typs GENERAL, STATIC nur mit Mühe ein funktionierendes Modell, dessen gesamter Belastungsschritt berechnet wird, mit einer feinen Diskretisierung gefunden werden.

Bei der Berechnung der Modelle mit einem groben Netz und dem Beton als einzelnes Teil findet sich eine Berechnung des Belastungsschrittes, zumindest über den maximalen Wert der Reaktionskraft hinaus, noch recht einfach. Wird allerdings eine Verfeinerung des Netzes angestrebt, so treten bei den verschiedenen Anläufen der Berechnung immer wieder Fehlermeldungen auf, der Belastungsschritt wird dabei gar nicht oder nicht zur Genüge berechnet. Der Grund für diese Instabilität der Modelle könnte an deren hochgradigen Nichtlinearität liegen. Diese ist auf das nicht-lineare Materialmodell sowie auf das Kontaktproblem zwischen Beton und Lochblech zurückzuführen.

Ein stabiles Modell kann mit einem Belastungsschritt des Typs GENERAL, STATIC erst durch die Kombination folgender Abänderungen gefunden werden (siehe auch Abschnitt 4.4.7):

- Unterteilung des Betonstücks in mehrere eigenständige Teile
- Einführung eines Viskositäts Parameters mit einem möglichst kleinen Wert (1E-5 oder kleiner), aber  $\neq 0$
- Minimierung der zu definierenden Kontaktflächen
- Festlegung eines reibungslosen Kontakts mit der Einstellung ADJUST ONLY TO REMOVE OVERCLOSURE

Da für die Findung dieser Variante ein voreingestellter Materialmodellparameter (viscosity parameter) abgeändert wurde, wurden alternativ Varianten, in ABAQUS/Standard mit einem Belastungsschritt des Typs DYNAMIC, IMPLICIT bzw. mit ABAQUS/Explicit, mit dem ursprünglichem, unveränderten Materialmodell berechnet. Durch einen Vergleich der Ergebnisse der Variante mit abgeändertem Viskositäts Parameter mit den Ergebnissen der Varianten ohne Abänderung im Materialmodell, kann die Auswirkung dieses Eingriffs in das Materialmodell abgeschätzt werden. Es können für die Varianten mit einem Belastungsschritt des Typs DYNAMIC, IMPLICIT wie auch für die Varianten mit einem Belastungsschritt des Typs DY-

NAMIC, IMPLICIT stabile Berechnungen mit einer ausreichenden Diskretisierung durchgeführt werden.

#### 4.6.1 Verlauf der Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 1

Im folgenden sind alle generierten, funktionierenden Varianten, mit gleichen Elementtypen (C3D8) von Modell 1 aufgelistet, siehe Tabelle 4.19. Die berechneten Varianten unterscheiden sich in ihrer Netzweite, dem Typ des Belastungsschrittes, dem Einsatz eines Dämpfungsfaktors, oder den eingestellten Materialmodellparametern. Dabei hat lediglich Variante  $P_3$  abgeänderte Parameter im Materialmodell.

Unabhängig vom Typ des Belastungsschrittes sinkt mit feiner werdendem Netz die maximale Reaktionskraft sowie die Verschiebung, bei der diese auftritt. Allerdings wird das Verhältnis der Änderung der Traglast zur Änderung der Maschenweite mit feinerer Diskretisierung nicht geringer. Die Steigung der Funktion, welche die Traglast in Abhängigkeit von der Maschenweite darstellt bleibt in etwa linear, siehe Abbildung 4.38. Die Belastungsschritte der Varianten  $M_2$ ,  $N_2$  und  $N_3$  werden erst

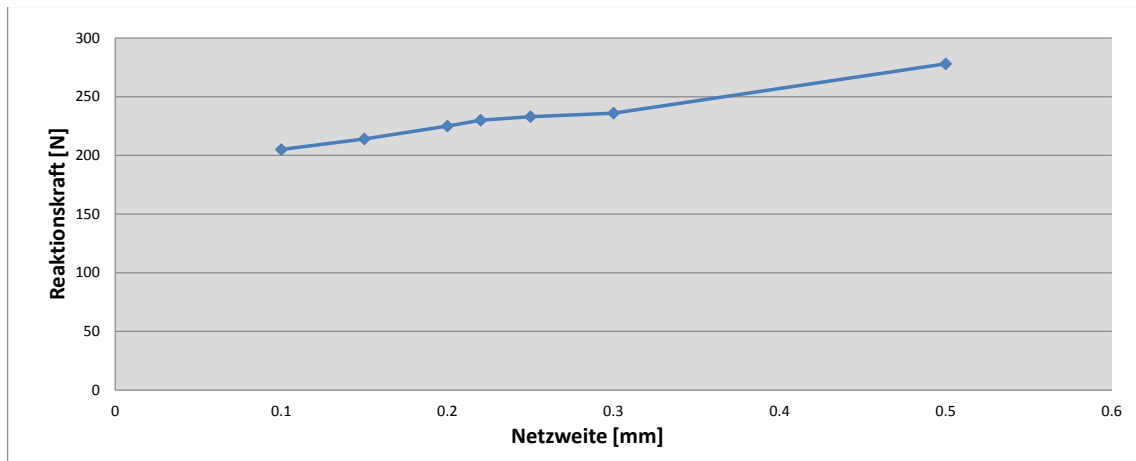


Abbildung 4.38: Tendenz der Traglast in Abhängigkeit der Netzweite für Modell 1

mit Einführung eines Dämpfungsfaktors zu Ende gerechnet. Das Verhalten nach Erreichen der maximalen Reaktionskraft liegt die Einführung des Faktors auch bei diesen Varianten vor.

Vergleicht man alle Varianten bezüglich dem Verlauf nach Erreichen der Traglast miteinander, so haben alle, mit Ausnahme von Variante 1 einen ähnlich steilen Verlauf, vgl. Abbildung 4.39.

Tabelle 4.19: funktionierende Varianten zu Modell 1

	STEP	$N_{min}$ [mm]	Df [-]	VP	$P_{max}$ [N]	U [mm]
Variante $_1$ (aus Absch. 4.3.1)	GENERAL, STATIC	0.5	-	def	278	0.018
Variante $M,2$ (aus Absch. 4.4.2)	GENERAL, STATIC	0.3	- ✓	def def	236 236	0.014 0.014
Variante $N,2$ (aus Absch. 4.4.1)	GENERAL, STATIC	0.25	- ✓	def def	233 228	0.014 0.012
Variante $I,3$ (aus Absch. 4.5.1.1)	DYNAMIC, IMPLICIT	0.22	-	def	230	0.016
Variante $N,3$ (aus Absch. 4.4.1)	GENERAL, STATIC	0.2	- ✓	def def	225 228	0.012 0.013
Variante $I,4$ (aus Absch. 4.5.1.2)	DYNAMIC, IMPLICIT	0.15	-	def	203	0.012
Variante $E,1$ (aus Absch. 4.5.2.1)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.15	-	def	214	0.013
Variante $P,3$ (aus Absch. 4.4.7)	GENERAL, STATIC	0.1	-	$1E^{-5}$	195	0.01
Variante $E,2$ (aus Absch. 4.5.2.1)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.1	-	def	205	0.011

- $N_{min}$       minimale Netzweite  
 Df            Dämpfungsfaktor  
 VP            Viskositäts Parameter; (def...default=0)  
 $P_{max}$       Traglast eines halben Dübels  
 U            Verschiebung des Blechs im Punkt der maximalen Reaktionskraft

Bezüglich Variante 1 ist anzumerken, dass die Kurve, wird der Berechnung eine größere Verschiebung eingeprägt, trotzdem nicht über den vorliegenden Punkt hin-

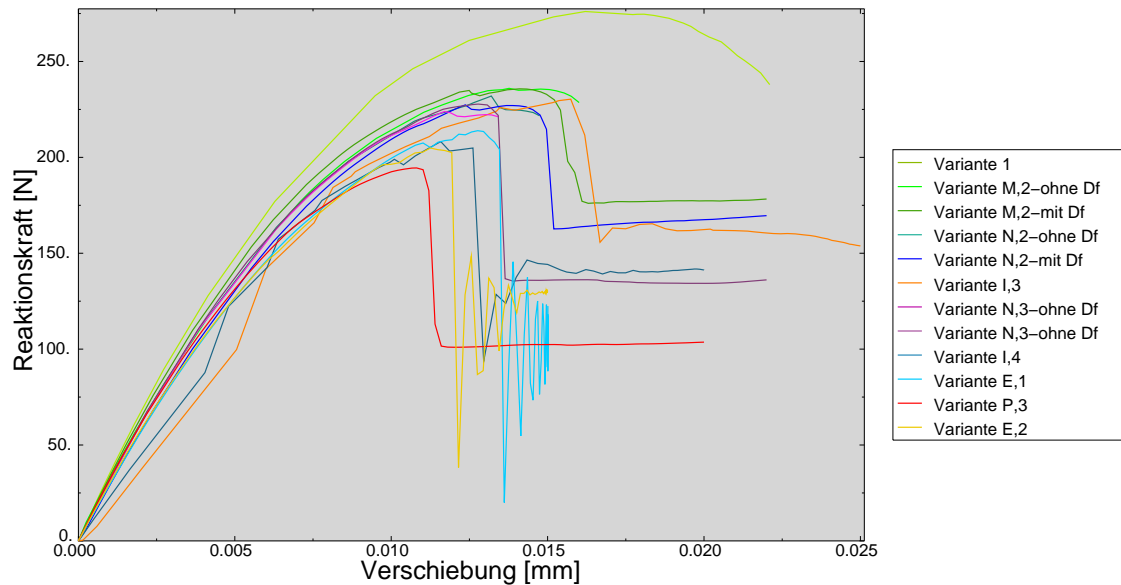


Abbildung 4.39: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 1 für Varianten unterschiedlicher Netzweiten und Belastungsschritte

aus berechnet wird. In diesem Fall bricht die Berechnung des Belastungsschrittes in besagtem Punkt ab. Es liegt für diese Variante also kein weiterer Verlauf nach Erreichen der Traglast vor und kann daher nicht gut für den Vergleich herangezogen werden.

Es ist ersichtlich, dass alle Varianten mit einer feineren Diskretisierung einen ähnlichen Verlauf aufweisen. Daher kann behauptet werden, dass eine Änderung des Viskositäts Parameters, in dem Masse wie sie in Variante  $P_3$  durchgeführt wurde, den Verlauf der Reaktionskraft nicht beeinflusst. Die Wahl dieses Parameters in Variante  $P_3$  war diesbezüglich hinreichend klein.

Beim Vergleich der explizit berechneten Varianten mit anderen Belastungsschritten, aber gleicher Netzweite, fällt auf, dass die Traglasten, sowie die entsprechenden Verschiebungen der expliziten Varianten größer ausfallen, als die der anderen Varianten, vgl. Tabelle 4.19: Variante  $I_{4}$  - Variante  $E_{1}$  & Variante  $P_3$  - Variante  $E_2$ .

## 4.6.2 Verlauf der Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 2

Die für Modell 2 berechneten und funktionierenden Varianten sind im Folgenden aufgelistet, siehe Tabelle 4.20. Allen, im Vergleich stehenden Varianten, sind Elemente des Typs C3D8 zugewiesen. Die Varianten unterscheiden sich bezüglich des Typs des Belastungsschrittes, ihrer minimalen Netzweite sowie in den Parametern des Materialmodells. Bezüglich der Materialmodellparameter wurde nur Variante  $P_2$  abgeändert.

Im Vergleich der Variante $_1$  mit den restlichen Variante, fällt eine starke Abnahme der Traglast mit feinerer Diskretisierung auf. Zusammen mit der Traglast selbst, sinkt auch die Verschiebung, bei welcher diese auftritt. Betrachtet man die Änderung der Traglast über die Änderung der Maschenweite, so wird diese kleiner mit feinerer Diskretisierung, siehe Abbildung 4.40.

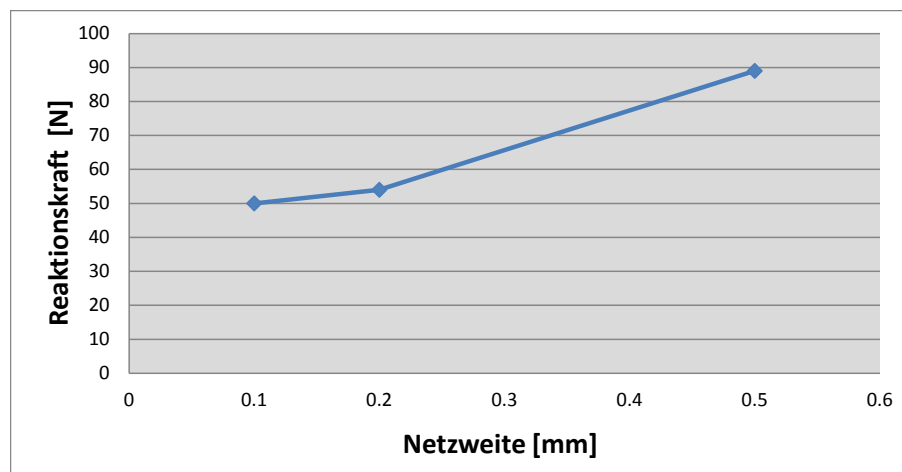


Abbildung 4.40: Tendenz der Traglast in Abhängigkeit der Netzweite für Modell 2

Was den Verlauf der Kurven nach Erreichen des Maximums der Reaktionskraft betrifft, so kann Variante $_1$  nur schlecht für einen Vergleich herangezogen werden. Der Belastungsschritt wurde bei dieser Variante nicht zu Ende berechnet, das Verhalten nach Erreichen der maximalen Reaktionskraft fehlt hier. Werden die restlichen Varianten miteinander verglichen, so unterscheidet sich Variante $_{E,1}$  mit ihrem flacheren Neigung von den anderen, vgl. Abbildung 4.41 Ob dies an der noch größeren Wahl der Netzweite liegt, ist unklar.

Die drei Varianten mit je einer Netzweite von 0.1 mm, aber unterschiedlichen Belastungsschritten zeigen alle einen ähnlichen Verlauf der Reaktionskraft über die Verschiebung auf. Auch der Unterschied dieser drei Varianten im Hinblick auf ihre



Traglast ist vernachlässigbar gering, vgl. Tabelle 4.20. Es geht hier also hervor, dass der Typ des Belastungsschrittes, vorausgesetzt die Variante ist stabil, zweitrangig ist. Im Gegensatz zu Modell 1 fällt hier die Traglast durch eine explizite Berechnung nicht höher aus.

Weiters kann bei Betrachtung dieser drei Varianten behauptet werden, dass die Änderung des Viskositäts Parameters in Variante $e_{P,2}$  hinreichend klein war. Er diente lediglich der Stabilitätsfindung dieser Variante, beeinflusst die Berechnungsergebnisse jedoch nicht ausschlaggebend.

Tabelle 4.20: funktionierende Varianten zu Modell 2

	STEP	$N_{min}$ [mm]	VP	$P_{max}$ [N]	U [mm]
Variante $_1$ (aus Absch. 4.3.2)	GENERAL, STATIC	0.5	def	89	0.011
Variante $e_{E,1}$ (aus Absch. 4.5.2.2)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.2	def	54	0.007
Variante $e_{E,2}$ (aus Absch. 4.5.2.2)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.15	def		
Variante $e_{P,2}$ (aus Absch. 4.4.7)	GENERAL, STATIC	0.1	$1E^{-5}$	50	0.004
Variante $_I$ (aus Absch. 4.5.1.3)	DYNAMIC, IMPLICIT	0.1	def	51	0.005
Variante $e_{E,3}$ (aus Absch. 4.5.2.2)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.1	def	50	0.004

$N_{min}$	minimale Netzweite
VP	Viskositäts Parameter; (def...default)
$P_{max}$	Traglast eines halben Dübels
U	Verschiebung des Blechs im Punkt der maximalen Reaktionskraft

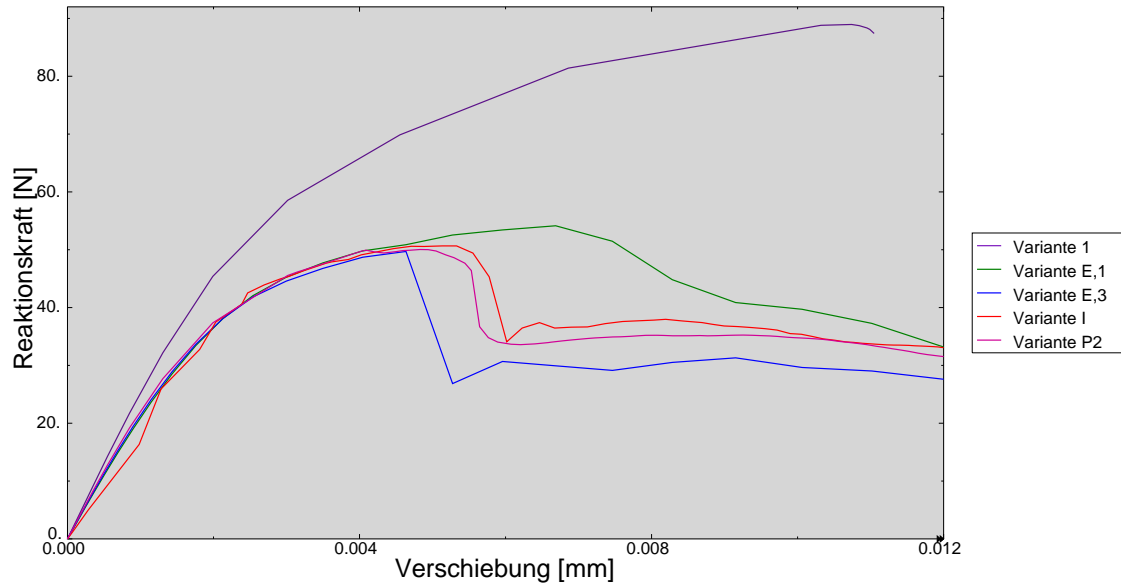


Abbildung 4.41: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 2 für Varianten unterschiedlicher Netzweiten und Belastungsschritte

### 4.6.3 Verlauf der Reaktionskraft des halben Dübels aus Modell 3

Die für Modell 3 berechneten und funktionierenden Varianten sind, zusammen mit ihren Ergebnissen, in Tabelle 4.21 aufgelistet. Es werden wiederum nur die Varianten mit Elementen des Typs C3D8 betrachtet. Die Varianten unterscheiden sich bezüglich der angewendeten Belastungsschritte, ihrer minimalen Netzweite, sowie den Materialmodellparametern. Wobei lediglich eine Variante, nämlich Variante  $P$  einen abgeänderten Materialmodellparameter (Viscosity Parameter) aufweist.

Auch für dieses Modell ist der Rückgang der Traglast mit einer feineren Netzweite zu erkennen. Die Änderung der Traglast über die Änderung der Netzweite, zeigt für dieses Modell klar eine Tendenz mit feinerer Diskretisierung auf, vgl. Abbildung 4.42. Bei einer feinen Diskretisierung, haben die Verläufe im vorderen Abschnitt nur sehr kleine Abweichungen. Nach Erreichen der Traglast haben alle Varianten einen ähnlich steilen Verlauf. Variante 1 kann für diesen Vergleich allerdings nicht hinzugezogen werden, da bei dieser der Belastungsschritt nicht zu Ende gerechnet wurde. Werden Varianten mit gleicher Maschenweite, aber unterschiedlich Belastungsschritten verglichen, so ist deutlich zu erkennen, dass hier eine explizite Berechnung zu einer kleineren Traglast führt. Für Modell 1 war dies umgekehrt.

Auffallend ist der Vergleich von Variante  $E,2$  und Variante  $E,3$ . Beide Varianten wur-

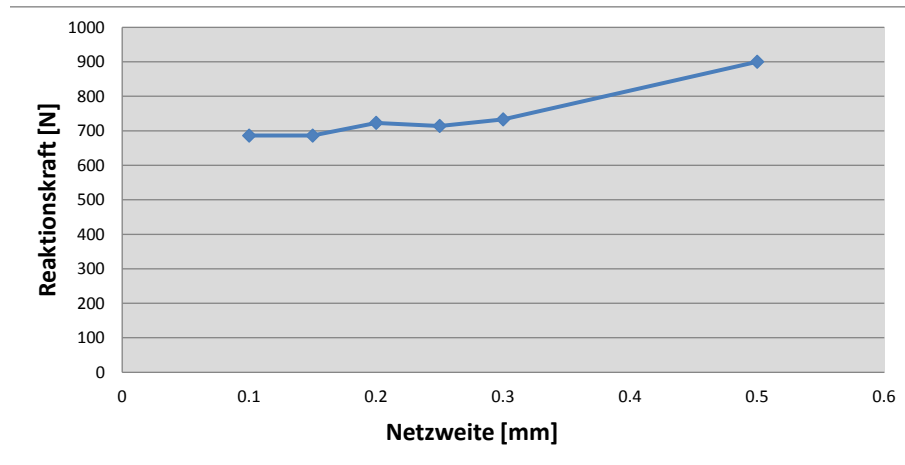


Abbildung 4.42: Tendenz der Traglast in Abhängigkeit der Netzweite für Modell 2

den explizit berechnet. Erste Variante weist trotz größerer Maschenweite eine kleinere Traglast auf. Bei den expliziten Berechnung zeigt weiters ein Vergleich von Variante<sub>E,4</sub> und Variante<sub>E,5</sub>, dass diese bei einer unterschiedlichen Netzweite die selbe Traglast aufweisen.

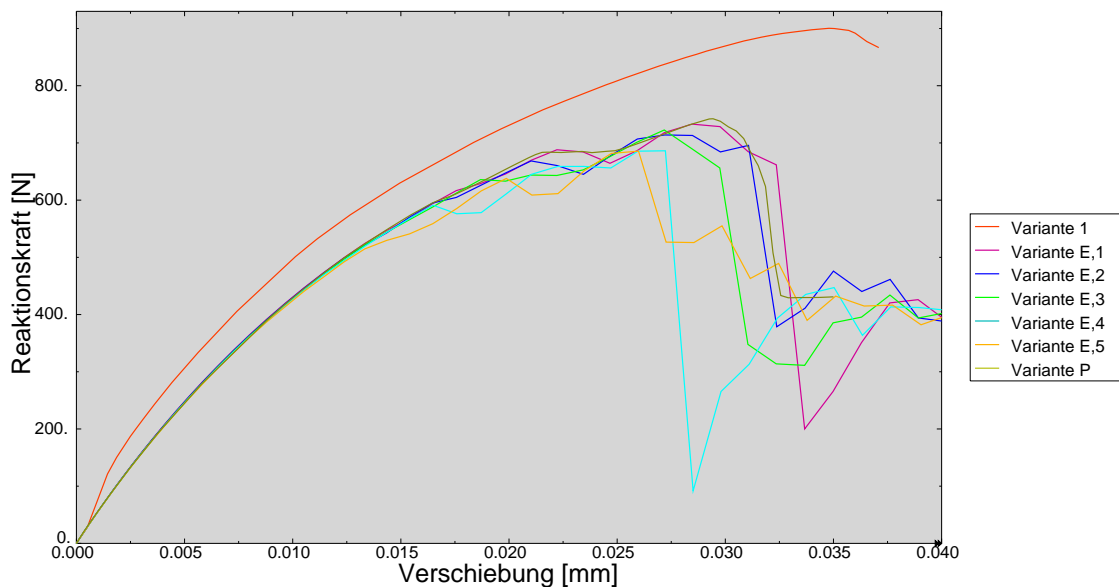


Abbildung 4.43: Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 3 für Varianten unterschiedlicher Netzweiten und Belastungsschritte

Die Verläufe der Varianten mit einer feinen Diskretisierung sind sich ähnlich. Es

kann also auch hier behauptet werden, dass die Änderung des Viskositäts Parameters in Variante<sub>P</sub> keinen ausschlaggebenden Einfluss auf die Ergebnisse hat, siehe Abbildung 4.43.

Tabelle 4.21: funktionierende Varianten zu Modell 3

	STEP	$N_{min}$ [mm]	VP	$P_{max}$ [N]	U [mm]
Variante <sub>1</sub> ( aus Absch. 4.3.3)	GENERAL, STATIC	0.5	def	900	0.035
Variante <sub>E,1</sub> (aus Absch. 4.5.2.3)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.3	def	733	0.028
Variante <sub>E,2</sub> (aus Absch. 4.5.2.3)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.25	def	714	0.027
Variante <sub>E,3</sub> (aus Absch. 4.5.2.3)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.2	def	723	0.027
Variante <sub>P</sub> (aus Absch. 4.4.7)	GENERAL, STATIC	0.15	$1E^{-5}$	742	0.029
Variante <sub>E,4</sub> (aus Absch. 4.5.2.3)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.15	def	686	0.027
Variante <sub>E,5</sub> (aus Absch. 4.5.2.3)	DYNAMIC, EXPLICIT	0.1	def	686	0.026

$N_{min}$	minimale Netzweite
VP	Viskositäts Parameter; (def...default)
$P_{max}$	Traglast eines halben Dübels
U	Verschiebung des Blechs im Punkt der maximalen Reaktionskraft

Werden die Ergebnisse der drei Modelle miteinander verglichen, so fällt auf, dass eine feinere Diskretisierung bei Modell 2 die größten Auswirkungen hat. Dies liegt daran, dass trotz der unterschiedlichen Geometrien jeweils mit einem Netz mit minimaler Maschenweite von 0.5 mm begonnen wurde. Für Modell 3, mit seinen sehr viel größeren Abmessungen, bringt das im Verhältnis schon ein viel feineres Netz

mit sich, als für Modell 2. Dadurch fällt eine weitere Netzverfeinerung in Modell 2 weitaus weniger ins Gewicht.

Auffallend sind auch die verhältnismäßig unterschiedlichen Ergebnisse bei einer expliziten Berechnung. Vermutlich ist dies auf die zu wählende Inkrementgröße bei einer expliziten Berechnung zurückzuführen. Durch eine schlechte Wahl, kann das Ergebnisse einer expliziten Berechnung stärker vom exakten abweichen.

Da die maximale Reaktionskraft offensichtlich mit feiner werdendem Netz sinkt, werden für den Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen Varianten mit einer feinen Diskretisierung herangezogen.

# 5 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen

Es werden im Folgenden die Berechnungsergebnisse der Modelle, welche zu den drei anfangs bestimmten Geometrien in ABAQUS modelliert wurden, mit den Ergebnissen der korrespondierenden Versuchsreihen verglichen.

Die Simulationen mit ABAQUS wurden allesamt für einen halben Dübel durchgeführt. Für den Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der Finiten Elemente Berechnung, werden die Ergebnisse der Berechnung dafür verdoppelt, um auf die Traglast eines ganzen Dübels zu kommen.

## 5.1 Ergebnisse des Dübels aus Modell 1

Modell 1 wurde entsprechend der Versuchsreihe LBAV-VK-1 modelliert:

- Durchmesser  $\phi=10$  mm
- Abstand von Dübelmittelpunkt zu Dübelmittelpunkt  $w=20$  mm
- Dicke des Dübels  $t=1.5$ mm

Es werden die Ergebnisse der fünf Versuchskörper dieser Reihe und deren Mittelwert sowie die Berechnungsergebnisse der Simulationen für Modell 1 betrachtet. Bei den betrachteten Versuchsergebnissen handelt es sich um die gemessenen Traglasten, sowie die Verschiebung zwischen Blech und Beton, bei welcher die Traglast auftrat. Für den Vergleich werden die Varianten aus Modell 1 mit einer feinen Diskretisierung (0.2 mm und kleiner) herangezogen, vgl. Tabelle 5.1 und [7].

Tabelle 5.1: gemessene Traglast und zugehörige Verschiebung eines Dübels der einzelnen Versuchskörper, sowie deren Mittelwert der Reihe LBAV-VK-1 und der entsprechenden Varianten der FE-Berechnung

		Traglast $P_{BD}$ [N]	Verschiebung $S_{VK,m}$ [mm]
VR-1:	VK-A	559	0.222
	VK-B	765	0.185
	VK-C	587	(0.646)
	VK-D	531	0.175
	VK-E	606	0.163
	$\mu$	<b>609</b>	<b>0.278</b>
Fe-Berechnung:	Variante $N_3$	450	0.012
	Variante $I_4$	406	0.012
	Variante $E_1$	428	0.013
	Variante $P_3$	390	0.010
	Variante $E_2$	410	0.011
	$\mu$	<b>417</b>	<b>0.012</b>

## 5.2 Ergebnisse eines Dübels aus Modell 2

Modell 2 wurde entsprechend der Versuchsreihe LBAV-VK-4 modelliert:

- Durchmesser  $\phi=5$  mm
- Abstand von Dübelmittelpunkt zu Dübelmittelpunkt  $w=8$  mm
- Dicke des Dübels  $t=2$  mm

Verglichen werden wiederum die Ergebnisse der maximalen Reaktionskraft und der zugehörigen Verschiebung, bei welcher diese auftritt. Es werden die Versuchsergebnisse der fünf Versuchskörper der Reihe, sowie deren Mittelwert betrachtet. Von den Simulationen werden jene Varianten mit einer feinen Diskretisierung, unabhängig von der Wahl der Belastungsschritte betrachtet, vgl Tabelle 5.2.

Tabelle 5.2: gemessene Traglast und zugehörige Verschiebung eines Dübels der einzelnen Versuchskörper, sowie deren Mittelwert der Reihe LBAV-VK-1 und der entsprechenden Varianten der FE-Berechnung

		Traglast $P_{BD}$ [N]	Verschiebung $S_{VK,m}$ [mm]
VR-4:	VK-A	75	(0.598)
	VK-B	157	0.067
	VK-C	164	0.119
	VK-D	140	0.115
	VK-E	138	0.115
	$\mu$	<b>150</b>	<b>0.203</b>
Fe-Berechnung:	Variante $P_2$	100	0.004
	Variante $I$	102	0.005
	Variante $E_3$	100	0.004
	$\mu$	<b>101</b>	<b>0.004</b>

### 5.3 Ergebnisse eines Dübels aus Modell 3

Modell 3 wurden entsprechend den Versuchsreihen LBAV-VK-51 und LBAV-VK-54 modelliert:

- Durchmesser  $\phi=20$  mm
- Abstand von Dübelmittelpunkt zu Dübelmittelpunkt  $w=48.5$  mm
- Dicke des Dübels  $t=2$  mm

Es wurden abermals aus den Versuchsergebnissen die maximale Reaktionskraft und zugehörige Verschiebung, bei welcher diese Kraft auftritt für den Vergleich herangezogen. Es werden dafür die jeweils fünf Versuchskörper der zwei Versuchsreihen und deren Mittelwert betrachtet. Aus den Simulationen werden die Varianten mit einer feinen Diskretisierung gewählt.



Tabelle 5.3: gemessene maximale Reaktionskräfte eines Dübels der einzelnen Versuchskörper der Reihen LBAV-VK-51 und LBAV-VK-54 sowie deren Durchschnitt und der entsprechenden Varianten der FE-Berechnung

		Traglast $P_{BD}$ [N]	Verschiebung $S_{VK,m}$ [mm]
LBAV-VK-51:	VK-A	1.039	0.452
	VK-B	1.622	0.257
	VK-C	1.638	0.290
	VK-D	1.623	0.345
	VK-E	2.376	0.177
	$\mu$	<b>1.660</b>	<b>0.304</b>
LBAV-VK-54:	VK-A	1.216	0.052
	VK-B	1.221	0.272
	VK-C	1.777	0.120
	VK-D	1.366	0.125
	VK-E	2.301	0.134
	$\mu$	<b>1.576</b>	<b>0.140</b>
Fe-Berechnung:	Variante $E_{1,1}$	1.466	0.028
	Variante $E_{2,2}$	.1428	0.027
	Variante $E_{3,3}$	1.446	0.027
	Variante $P$	1.484	0.029
	Variante $E_{4,4}$		
	$\mu$	<b>1.428</b>	<b>0.027</b>

## 5.4 Interpretation und Schlussfolgerung

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der FE-Berechnung zeigt bei allen drei Modellen, dass die Traglast der Berechnung jene der Versuchsergebnisse leicht unterschreitet. Sie liegt jedoch in der selben Potenz. Im Gegensatz dazu

fällt auf, dass die Verschiebung, bei welcher die maximale Reaktionskraft auftritt, bei den Berechnungsergebnissen jeweils um mindestens eine Zehnerpotenz kleiner ausfällt als bei den Versuchsergebnissen. Dies ändert sich auch nicht, wenn die Materialparameter abgeändert werden.

Die Traglast kann mit dem Modell zwar vorhergesagt werden, jedoch ergibt sich eine Verschiebung um eine Potenz geringer als in der Realität.

Die Abstraktion der Versuche und deren Lagerungsbedingungen für die Simulation, können Grund für die zu geringe Verformung sein. Die Steifigkeit des Systems ist abhängig von Material, Geometrie und Lagerung.

Nachdem das Materialmodell beibehalten werden soll und die Geometrie bereits für die Berechnung vereinfacht wurde, kann nur mehr die Lagerung adaptiert werden. Die Materialparameter, welche nicht während der Versuche gemessen wurden, gehen aus der Literatur hervor und wurden an einer einachsigen Druck- bzw. Zugsimulation in ABAQUS ausprobiert. Daher wird auf die Anpassung der Lagerung eingegangen. Eine Analyse der bisher gewählten Lagerung des Modells zeigt (siehe Abschnitt 4.2.6:

- Die starre Haltung an der Vorderseite des Aufbetons, welche in der Realität durch eine Stahlkonstruktion gegeben war, könnte hier nicht die realen Steifigkeitsverhältnisse wiedergeben.
- Die feste Lagerung der Ober- und Unterseite des Modells in  $y$ -Richtung könnte zu einer Behinderung der Querdehnung führen, die so im Versuch nicht gegeben war. Die elementare Festigkeitslehre sagt aus, dass behinderte Dehnungen zu Spannungen führen.

Deshalb scheint es sinnvoll die Lagerung des Modells realitätsnäher zu modellieren. Die stirnseitige Lagerung könnte insofern verbessert werden, dass hier eine Feder eingesetzt wird, deren Steifigkeit der Verformung der realen Stahlkonstruktion unter den Versuchsbedingungen entspricht.

Das Moment, welches durch die exzentrische Lasteinleitung verursacht wird, wird über ein Kräftepaar (Zug und Druck) an der Oberseite des Betonstücks abgetragen (siehe Abbildung 5.1). Die feste Lagerung über die ganze Fläche fungiert als eine Art Einspannung, welche bei den realen Versuchen nicht vorhanden war.

Die der Realität am ehesten entsprechende Lagerung der Unterkante des Blechs wäre eine starre Haltung in  $y$ -Richtung, welche keinen Zug aufnehmen kann. Im Gegenzug dazu muss an der Oberkante eine Feder modelliert werden, welche ebenfalls auf Zug

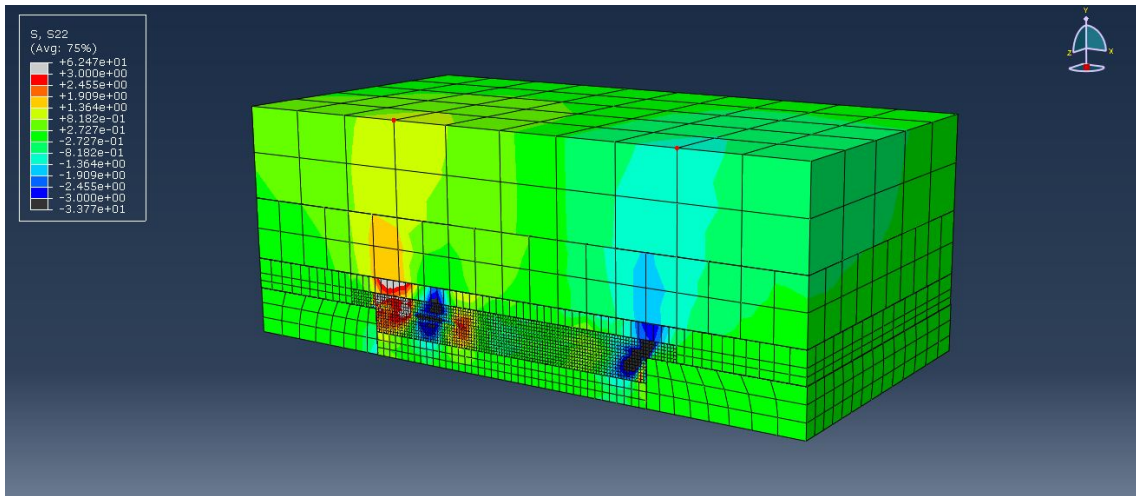


Abbildung 5.1: Durch Lasteinleitung induzierte Spannung in y-Richtung

ausfällt und im selben Moment nicht mehr Druckkraft aufbringt, als die Schenkmaschine (siehe Abschnitt 3.3) in der Realität aufgebracht hat.

Wobei anzumerken ist, dass auf Zug ausfallende Federn, zu einer nichtlinearen Berechnung führten und somit zu einem erhöhtem Rechenaufwand und eine Instabilität des Berechnungsverfahrens zu Folge haben könnte.

Bezüglich der Traglast konnten anhand der Simulationen gute Ergebnisse erzielt werden. Die berechneten Verschiebungen stimmen jedoch nicht mit den gemessenen Verschiebungen aus den Versuchen überein. Um diesbezüglich eine bessere Übereinstimmung zu erhalten, könnten in einem nächsten Schritt die Randbedingungen, wie beschrieben, angepasst werden.

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Verbundbauteile [1] . . . . .	4
2.2	Verbundwirkung [1] . . . . .	5
2.3	Aufbau einer Verbunddecke [2] . . . . .	7
2.4	Erzeugung der Verbundwirkung bei Verbunddecken . . . . .	8
2.5	Verbundmittel [4] . . . . .	11
2.6	Schematische Darstellung der Metall-Beton-Verbundplatte [5] . . . . .	12
3.1	Schematische Skizze eines Versuchskörper . . . . .	15
3.2	Versuchskörper . . . . .	16
3.3	Versuchsaufbau mit der Hydraulik, welche über die Gewindestange (blau) am Blech anzieht, dem Rahmen (lila) welcher zwischen L-Konstruktioen (orange) und Versuchskörper (rot-strichliert) aufliegt und eine horizontale Verschiebung des Betonstücks verhindert, sowie der Schenkmaschine (grün) mit darunterliegendem Versuchskörper . . . . .	18
3.4	Gefüge in der Verbundfuge einer Dübelreihe, welche bis zum Versagen belastet wurde (VR-13A) . . . . .	22
3.5	Verschiebung U1 (x-Richtung) eines Probekörpers mit zwei hintereinanderliegenden Dübeln. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verschiebung am belasteten Rand (rot) um eine Potenz höher, als jener auf der lastabgewandten Seite (hellgrün) ist. . . . .	25
3.6	Dehnung LE eines Probekörpers mit zwei hintereinanderliegenden Dübeln. Der vordere Dübel (rechts) erfährt eine stärkere Dehnung als der hintere Dübel (links). . . . .	25
4.1	exemplarische Skizze der Modelle mit Abmessungen . . . . .	30
4.2	Reaktionskraftverläufe über die Zeit in Abhängigkeit der Höhe H des Aufbetons . . . . .	31
4.3	Minimale Elementgröße von 0.5·0.5 mm bei einer Aufbetonhöhe von 10 mm (links) und 5 mm (rechts) . . . . .	32
4.4	Geometrie von Beton (links) und Blech (rechts) . . . . .	33

4.5	Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons im Druckbereich für nichtlineare Verfahren nach ÖN EN 1992-1-1 [8] . . . . .	34
4.6	Spannungs-Dehnungs Verhalten im Druckbereich für CONCRETE DAMAGED PLASTICITY [14] . . . . .	36
4.7	Spannungs - Bruchenergie Kurve ab Erreichen der maximal aufnehmbaren Belastung [14] . . . . .	38
4.8	vertikale Kontaktfläche von Beton und Stahlblech . . . . .	41
4.9	horizontale Kontaktfläche von Beton und Blech . . . . .	41
4.10	Seitlich gehaltene Fläche des Betons . . . . .	42
4.11	Oben und unten gehaltene Flächen des Betons bzw. des Blechs . . .	43
4.12	gehaltene Flächen in der Symmetrieebene . . . . .	43
4.13	Seitlich angezogene Fläche des Lochblechs . . . . .	44
4.14	Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Model 1 abhängig von den eingesetzten Elementtypen . . . . .	47
4.15	Partition durch die Mitte des Dübels und des Blechs . . . . .	49
4.16	Geometrie des Netzes vor der Partition (links) und nach der Partition (rechts) des Dübels . . . . .	49
4.17	Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 2 abhängig von den eingesetzten Elementtypen . . . . .	50
4.18	Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 3 .	51
4.19	Netzverfeinerung am gesamten Modell mit säulenartigen Elementen im oberen Bereich . . . . .	55
4.20	Kraft-Verschiebungsdiagramm für den halben Dübel aus Modell 1 in Abhängigkeit von unterschiedlichen minimalen Netzweiten . . . . .	56
4.21	Exemplarische Unterteilung des Betonstücks in mehrere Teile (links) und deren zugewiesene Netze (rechts) . . . . .	57
4.22	Kraft-Verschiebungsdiagramm für den halben Dübel der funktionierenden Variante von Modell 1 mit einer minimalen Netzweite von 0.3 mm und einer Unterteilung des Betonstücks in 2 PARTS . . . . .	58
4.23	Minimierte Kontaktfläche des zur besseren Veranschaulichung gedrehten Betonstücks (links) und des Blechs (rechts) . . . . .	64
4.24	Modell 1 mit Unterteilung des Betonstücks in fünf Teile und deren zugewiesene Netzweite . . . . .	67
4.25	Kraft-Verschiebungsdiagramm für den halben Dübel aus Modell 1 mit einer Unterteilung des Betonstücks in 5 Teile, reibungslosem Kontakt und einem Viskositätsparameter $\neq 0$ für die drei betrachteten Varianten	69

4.26	Modell 2 mit Unterteilung des Betonstücks in fünf Teile und deren zugewiesene Netzweiten . . . . .	70
4.27	Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 2, einer Unterteilung des Betonstücks in 5 PARTS, reibungslosem Kontakt und einem Viskositätsparameter $\neq 0$ mit (blaue Kurve) und ohne (rote Kurve) Regulierung bei einer Überlappung der Netz der Kontaktoberflächen . . . . .	71
4.28	Modell 3 mit Unterteilung des Betonstücks in fünf Teile und deren zugewiesenen Netzweiten . . . . .	72
4.29	Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 3, mit einer Unterteilung des Betonstücks in 5 PARTS, reibungslosem Kontakt und einem Viskositätsparameter $\neq 0$ . . . . .	73
4.30	Modell mit Unterteilung des Betonstücks in drei Teile (links) und deren zugewiesene Netze . . . . .	75
4.31	Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel der Varianten von Modell 1 mit einer minimalen Netzweite von 0.22 mm . . . . .	76
4.32	Kraft-Verschiebungsdiagramm für einen halben Dübel aus Modell 1 und einer minimalen Netzweite von 0.15 mm . . . . .	77
4.33	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 2 . . .	78
4.34	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 3 . . .	79
4.35	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 1 . . .	81
4.36	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 2 . . .	82
4.37	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 3 . . .	83
4.38	Tendenz der Traglast in Abhängigkeit der Netzweite für Modell 1 . .	85
4.39	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 1 für Varianten unterschiedlicher Netzweiten und Belastungsschritte . . . .	87
4.40	Tendenz der Traglast in Abhängigkeit der Netzweite für Modell 2 . .	88
4.41	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 2 für Varianten unterschiedlicher Netzweiten und Belastungsschritte . . . .	90
4.42	Tendenz der Traglast in Abhängigkeit der Netzweite für Modell 2 . .	91
4.43	Kraft-Verschiebungsdiagramm des halben Dübels aus Modell 3 für Varianten unterschiedlicher Netzweiten und Belastungsschritte . . . .	91
5.1	Durch Lasteinleitung induzierte Spannung in y-Richtung . . . . .	99

# Tabellenverzeichnis

3.1	Parameter und gemittelte Versuchsergebnisse aller Serien . . . . .	19
3.2	C 40/50: gemessene Materialparameter . . . . .	20
3.3	Sika Grout 314: gemessene Materialparameter . . . . .	20
3.4	C 25/30 B7 SCC: gemessene Materialparameter . . . . .	21
3.5	Vergleich der Versuchsergebnisse der Reihen 3 und 4 . . . . .	23
3.6	Vergleich der Versuchsergebnisse der Reihen 1, 5 und 6 . . . . .	24
3.7	Vergleich der Versuchsergebnisse der Reihen 1, 5 und 6 . . . . .	26
4.1	Geometrien der drei in ABAQUS erstellten Modelle . . . . .	29
4.2	Verhältnis Grundwert der Bruchenergie zu maximaler Zuschlagsgröße	38
4.3	zu Modell 1 berechnete Varianten mit einer Maschenweite von 0.5 mm	48
4.4	zu Modell 2 berechnete Varianten mit einer Maschenweite von 0.5 mm	50
4.5	zu Modell 2 berechnete Varianten mit einer Maschenweite von 0.5 mm	52
4.6	zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschenweite	56
4.7	zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschen- weite und variabler Anzahl der Teile des Betonstücks . . . . .	59
4.8	zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschen- weite mit und ohne Zuschaltung eines Dämpfungsfaktors . . . . .	61
4.9	gemessene Reibbeiwerte in Abhängigkeit der Querbelastung zwischen Stahl und Beton/Mörtel . . . . .	62
4.10	zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschen- weite mit und ohne Definition einer Reibung in der Kontaktfuge . . .	63
4.11	zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschen- weite mit und ohne Minimierung der Kontaktbedingungen . . . . .	65
4.12	zu Modell 1 berechnete Varianten mit variabler Größe der Maschen- weite mit unterschiedlich großem Viskositäts Parameter . . . . .	66
4.13	zu Modell 1 berechnete Varianten . . . . .	69
4.14	zu Modell 2 berechnete Varianten . . . . .	71
4.15	zu Modell 1 implizit berechnete Varianten mit variabler Netzweite .	77

4.16	zu Modell 1 explizit berechnete Varianten . . . . .	81
4.17	zu Modell 2 explizit berechnete Varianten . . . . .	82
4.18	zu Modell 1 explizit berechnete Varianten . . . . .	83
4.19	funktionierende Varianten zu Modell 1 . . . . .	86
4.20	funktionierende Varianten zu Modell 2 . . . . .	89
4.21	funktionierende Varianten zu Modell 3 . . . . .	92
5.1	gemessene Traglast und zugehörige Verschiebung eines Dübels der einzelnen Versuchskörper, sowie deren Mittelwert der Reihe LBAV- VK-1 und der entsprechenden Varianten der FE-Berechnung . . . . .	95
5.2	gemessene Traglast und zugehörige Verschiebung eines Dübels der einzelnen Versuchskörper, sowie deren Mittelwert der Reihe LBAV- VK-1 und der entsprechenden Varianten der FE-Berechnung . . . . .	96
5.3	gemessene maximale Reaktionskräfte eines Dübels der einzelnen Ver- suchskörper der Reihen LBAV-VK-51 und LBAV-VK-54 sowie deren Durchschnitt und der entsprechenden Varianten der FE-Berechnung .	97



# Literaturverzeichnis

- [1] Bode H., Euro-Verbundbau *Konstruktion und Berechnung*, Werner Verlag, 1998
- [2] Vayas I., Verbundkonstruktionen auf der Grundlage des Eurocode 4, Ernst & Sohn, 1999
- [3] Hofmann B., Stahl-Verbundbau *Verbundkonstruktionen im Hochbau*, Stahleisen, 2002
- [4] Fink J., Stahlbau 2 *Studienblätter zur Vorlesung*
- [5] Pirringer S.& Kollegger J., Bond behavior between concrete and perforated metal sheets fo use in composite slabs, 4th International Symposium, Brescia; 17.06. - 20.06.2012; in: "Bond in New Materials and Under Severe Conditions, Volume 2
- [6] ÖNORM EN 1994-1-1, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Österreichisches Normungsinstitut
- [7] Pirringer S., Entwicklung einer neuartigen Metall-Beton-Verbundbauweise, 2014 (*in Ausarbeitung*)
- [8] ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Österreichisches Normungsinstitut
- [9] Biscopig M., Zement-Merkblatt Betontechnik B2 1.2012, Gesteinskörnung für Normalbeton, Verein Deutscher Zementwerke e. V.
- [10] ABAQUS 6.11, *Getting Started with Abaqus*
- [11] ABAQUS 6.11, *Theory Manual*
- [12] Mang H. & Hofstetter G., Festigkeitslehre, Springer Verlag, 2008
- [13] ABAQUS 6.11, *Keywords Reference Manual*
- [14] ABAQUS 6.11, *Analysis Users Manual*

- [15] Bergmeister K., Fingerloos F., Wörner D. (Hrsg.), Beton-Kalender 2009, *Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen*, 2008
- [16] CEB-FIP Model Code Mc 90, Comité Euro-International du Béton, 1991, 1993
- [17] Rammerstorfer F.G., Nichtlineare Finite Elemente Methoden, *Studienblätter zur Vorlesung*