

Institut für Tragkonstruktionen · Universität Karlsruhe (TH)

# AUS FORSCHUNG UND LEHRE

Heft **40**

MARKUS FALTLHAUSER

Nadelanker bei unverbessertem, mehrschaligen Mauerwerk - Anzahl und Anordnung



Die Arbeit von Markus Faltlhauser ist bautechnisch und denkmalpflegerisch aktuell. Bautechnisch, weil sie den Bauingenieuren in den Büros und Baufirmen Entwurfs- und Nachweismöglichkeiten aufzeigt, wie sich die Außenschalen gemauerter mehrschaliger Wände in ihrer Standsicherheit beurteilen und angemessen verbessern lassen. Denkmalpflegerisch weil sie dazu verhelfen kann, die Eingriffe in das Mauerwerk historischer Bauten und die zur Sicherung und Reparatur nötigen Zutaten auf das erforderliche Minimum zu beschränken. Daraus resultieren dann auch entsprechend begrenzte Baukosten.

Die Quervernadelung mehrschaliger Wände ist nicht neu. Schon in der Antike suchte man nach Möglichkeiten, die beiden Außenschalen zusammenzuhalten; man ordnete sogenannte lange Durchbindersteine an. Seit längerem werden auch Queranker aus Eisen oder Stahl in die Wände eingebaut. Zahl und Anordnung richteten sich dabei nach den jeweiligen konstruktiven Gegebenheiten und Erfahrungswerten, dazu wurde die Innenfüllung der vernadelten Wände und Pfeiler meist injiziert. Mit Hilfe der Ergebnisse von Faltlhausers Arbeit ist jetzt die Festlegung der notwendigen Anzahl der Anker und ihre Verteilung über die Wandfläche durch rechnerischen Nachweis möglich, insbesondere dann, wenn die Innenfüllung, was anzustreben ist, nicht injiziert werden soll. Auch zeigt die Arbeit Möglichkeiten auf, die jeweils örtlichen Verhältnisse im Nachweis angemessen zu berücksichtigen. Schließlich kann mit Hilfe der Ergebnisse auch das Tragverhalten und die Standsicherheit der vernadelten, d.h. horizontal punktgestützten Außenschalen nachgewiesen werden.

Beispiele für den Gebrauch der gefundenen Lösungen in der Praxis, ein umfangreiches Literaturverzeichnis und ein Anhang mit Erläuterungen und Belegen schließen die Arbeit ab.

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Fritz Wenzel

Karlsruhe, im März 2005



INSTITUT FÜR TRAGKONSTRUKTIONEN  
UNIVERSITÄT KARLSRUHE

**Nadelanker bei unverbessertem, mehrschaligen Mauerwerk  
Anzahl und Anordnung**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR - INGENIEURS

von der Fakultät für Architektur  
der Universität Karlsruhe (TH) genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Markus Falthäuser

Tag der mündlichen Prüfung: 02. November 2004

Referent: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Fritz Wenzel

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Rainer Barthel



## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Institut für Tragkonstruktionen der Universität Karlsruhe. Herr Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Fritz Wenzel gab die Anregung für diese Arbeit. Für seine Mühen, seinen Rat und Unterstützung danke ich ihm sehr herzlich.

Herr Prof. Dr.-Ing. Rainer Barthel von der Technischen Universität München übernahm das Korreferat dieser Arbeit. Hierfür danke ich ihm sehr.

Herrn Prof. Dipl.-Ing. Matthias Pfeifer, Institut für Tragkonstruktionen der Universität Karlsruhe, danke ich für seine Anregungen und sein Interesse an dieser Arbeit.

Bei meinen Kollegen am Institut für Tragkonstruktionen, insbesondere bei Anja Dötsch, Birgit Franz, Markus Hauer, Rainer Hirth, Christine Schwarz, Friedmar Voormann sowie bei Ralph Egermann (Büro für Baukonstruktionen, Karlsruhe) bedanke ich mich für die Anregungen und Diskussionen. Dieser Dank gilt auch den studentischen Hilfskräften am Institut.

Meinen Eltern Renate und Rudi Faltlhauser sowie Andreas und Ute Pinkepank, Thomas Nies sowie Erhard Petzold danke ich für die Unterstützung und Hilfsbereitschaft in der Endphase dieser Arbeit.

Schließlich danke ich von ganzem Herzen meiner Frau Carola Sperling für die Geduld und das Verständnis, das sie mir trotz ihres eigenen beruflichen Engagements über die Jahre entgegenbrachte.

Markus Faltlhauser



**Meinen beiden Kindern Malin und Bastian**



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Anlaß . . . . .	1
1.2	Ziel . . . . .	1
1.3	Methode . . . . .	1
<b>2</b>	<b>Stand der Forschung</b>	<b>3</b>
2.1	Mehrschaliges historisches Mauerwerk . . . . .	3
2.1.1	Konstruktive Durchbildung mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen . . . . .	3
2.1.2	Gefügestand der Innenfüllung . . . . .	6
2.2	Methoden zur Untersuchung mehrschaligen Mauerwerks . . . . .	6
2.3	Methoden zur Bestimmung der mechanischen Materialkennwerte . . . . .	9
2.4	Tragfähigkeit von unverbessertem mehrschaligen Mauerwerk . . . . .	12
2.5	Verfahren zur Erhöhung der Tragfähigkeit mehrschaligen Mauerwerks . . . . .	16
2.5.1	Injizieren . . . . .	17
2.5.2	Vernadeln . . . . .	18
2.5.3	Vorspannen . . . . .	22
<b>3</b>	<b>Trag- und Bruchverhalten der Außenschalen bei mehrschaligem Mauerwerk mit weicher Innenfüllung</b>	<b>24</b>
3.1	Modelle zur Ermittlung der Lasten auf die Außenschalen infolge der weichen Innenfüllung	24
3.2	Beanspruchung der Außenschalen von unverbessertem mehrschaligem Mauerwerk mit weicher Innenfüllung . . . . .	33
3.2.1	Mauerwerk unter einachsiger Druckbeanspruchung . . . . .	33
3.2.2	Mauerwerk unter Biegebeanspruchung . . . . .	37
3.3	Nachweis der Knicksicherheit für einachsige und zweiachsig gespannte Mauerwerkswände nach der DIN 1053 Teil 1, genaueres Verfahren . . . . .	43
3.3.1	Nachweis von einachsigen gespannten Wänden . . . . .	43
3.3.2	Zweiachsig gespannte Wände . . . . .	45
3.3.3	Schubbeanspruchung . . . . .	46
3.4	Tragverhalten durch Vernadelung verbesserter mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen	51

<b>4</b>	<b>Algorithmus zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl und deren Anordnung</b>	<b>54</b>
4.1	Problemstellung und Ziele . . . . .	54
4.2	Methode . . . . .	55
4.3	Strategien der Optimierung . . . . .	58
4.4	Generierung der Ausgangslösung . . . . .	60
4.4.1	Begrenzung der Durchbiegung in x-Richtung . . . . .	60
4.4.2	Begrenzung der Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge . . .	63
4.4.3	Begrenzung der Schubspannungen . . . . .	63
4.4.4	Begrenzung der Nadelankerkräfte . . . . .	64
4.5	Optimierung der Ausgangslösung, Endoptimierung . . . . .	66
4.5.1	Zusammenstellung der Abbruchkriterien und der Materialdaten für die mehrschalige Mauerwerkswand . . . . .	69
4.5.2	Übersicht über die durchgeführten Parameterstudien und die Angaben zum Ablauf der Berechnungen . . . . .	71
<b>5</b>	<b>Theoretische Untersuchungen mit der Methode der Finiten Elemente</b>	<b>75</b>
5.1	Finite Elemente Modell . . . . .	75
5.1.1	Das Finite Elemente Modell der Außenschale und der Nadelanker . . . . .	76
5.1.2	Das Finite Elemente Modell der mehrschaligen Mauerwerkswand . . . . .	83
5.2	Parameter . . . . .	86
5.2.1	Geometrie der Außenschalen . . . . .	86
5.2.2	Statische Systeme der Außenschalen . . . . .	89
5.2.3	Lasten auf die Außenschalen . . . . .	90
5.2.4	Nadelankerkraft . . . . .	97
5.2.5	Nadelankerdurchmesser . . . . .	97
<b>6</b>	<b>Diskussion und Auswertung der Parameterstudien</b>	<b>98</b>
6.1	Auswertung der Ergebnisse zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl . . . .	98
6.1.1	Statistische Verfahren zur Auswertung der Ergebnisse . . . . .	98
6.1.2	Multiple Regressionsanalyse . . . . .	98
6.1.3	Lineare Optimierung . . . . .	102
6.2	Auswertung der geometrischen Anordnung der Nadelanker . . . . .	105
6.3	Einfluß der Parameter . . . . .	106
6.3.1	Geometrie der Außenschale . . . . .	110
6.3.2	Vorhandene Vorverformung . . . . .	112
6.3.3	Statische Systeme der Außenschale . . . . .	113
6.3.4	Vertikale Lasten auf die Außenschalen . . . . .	118
6.3.5	Spezifisches Gewicht der Innenfüllung . . . . .	119
6.3.6	Nadelankerkraft . . . . .	119
6.3.7	Nadelankerdurchmesser . . . . .	121

<b>7 Anzahl und Anordnung der Nadelanker</b>	<b>122</b>
7.1 Parameterbereiche . . . . .	122
7.2 Nadelankeranzahl in der Vertikalen . . . . .	123
7.3 Nadelankerabstand . . . . .	125
7.4 Nadelankeranzahl in der Horizontalen . . . . .	128
7.5 Reduzierung der Nadelankeranzahl . . . . .	130
7.5.1 Lagerung der Außenschale in Scheibenebene . . . . .	130
7.5.2 Erhöhung der zulässigen Nadelankerkraft . . . . .	132
7.5.3 Variation des Nadelankerdurchmessers . . . . .	133
7.6 Anordnung des Nadelankerrasters . . . . .	133
7.7 Nachweis der Außenschalen . . . . .	134
<b>8 Beispiele</b>	<b>135</b>
<b>9 Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>151</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>154</b>
<b>Bezeichnungen</b>	<b>165</b>
<b>A Anhang</b>	<b>173</b>



# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Anlaß

Mehrschaliges historisches Mauerwerk wurde aus zwei Außenschalen und einer Innenfüllung hergestellt. Die Tragfähigkeit und die Standsicherheit der Mauerwerkswände verringert sich im Laufe der Zeit durch unterschiedlich wirkende Einflüsse. Besondere Aufmerksamkeit muß bei der Beurteilung dem Aufbau und dem Gefügestand der Füllung zwischen den Außenschalen zuteil werden. Auf die Außenschalen wirken in Abhängigkeit von dem Gefüge der Innenfüllung Lasten ein, die zu ihrem Einsturz führen können, siehe Abb 1.1.

Zur Instandsetzung schadhafter mehrschaliger Mauerwerkswände werden die Außenschalen quer zur Wandebene durch Nadelanker miteinander verbunden und die Innenfüllung in der Regel injiziert. Die Vernadelung der Außenschalen richtet sich bislang nach den konstruktiven Gegebenheiten. Der gegenseitige Abstand der Nadelanker im Nadelraster wird nach Erfahrungswerten festgelegt, da ein ingenieurmäßiges Tragmodell, das die Einflüsse von Geometrie der Wände, Vorverformungen, statischem System, Innenfüllung, Lasten, Art und Abmessung der Nadelanker berücksichtigt, noch nicht entwickelt wurde. Ingenieurmäßig begründete Regeln zur Sicherung und Steigerung der Tragfähigkeit durch die Quervernadelung nicht durch Injektion verbesserter Innenfüllung sind nicht vorhanden.

### 1.2 Ziel

Das Ziel dieser Arbeit ist, eine an den Verhältnissen der Bauwerke und Baupraxis orientierte Berechnungsmethode sowie Angaben zur Instandsetzung mehrschaliger Mauerwerkswände durch Quervernadelung der Außenschalen ohne Injektion der Innenfüllung zu formulieren.

### 1.3 Methode

Zunächst werden durch ein umfangreiches Literaturstudium die unterschiedlichen Verfahren zur Instandsetzung und zur Beurteilung des Tragverhaltens mehrschaliger Mauerwerkswände zusammengetragen und diskutiert.



Abbildung 1.1: Zisterzienserkloster Kamp am Niederrhein, Nordrhein-Westfalen, Bild aus [42]

Anschließend wird mit Hilfe der Finiten Elemente Methode ein Modell der Außenschale entwickelt, mit welchem das Tragverhalten einer unverbesserten und durch die Quervernadelung verbesserten mehrschaligen Mauerwerkswand abgebildet werden kann. Mit diesem Modell der Außenschale werden Parameterstudien durchgeführt. Durch die Implementierung eines Optimierungsverfahrens aus den Wirtschaftswissenschaften in das Berechnungsmodell ergibt sich die Anordnung und die minimal erforderliche Anzahl der Nadelanker, beides in Abhängigkeit von definierten Randbedingungen.

# Kapitel 2

## Stand der Forschung

In diesem Kapitel werden der Stand der Forschung und die Typologie mehrschaliger Mauerwerkswände dargestellt. Im weiteren werden ihr Tragverhalten sowie Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit und zum Erhalt der historischen Bausubstanz aufgeführt.

### 2.1 Mehrschaliges historisches Mauerwerk

Nach Egermann [40] werden Mauerwerkskonstruktionen als mehrschalig definiert, wenn bei heterogen zusammengesetzten Wänden und Pfeilern eine beliebig aufgebaute Zwischenschicht aus einem oder mehreren Materialien vorhanden ist. Neuwald-Burg [98] bezeichnet einen Mauerwerksquerschnitt als mehrschalig, wenn benachbarte vertikale Wand- und Pfeilerbereiche existieren, die aufgrund unterschiedlichen Verformungs- und Bruchverhaltens oder unzureichender gegenseitiger Verbindung ein monolithisches Bauteilverhalten verhindern. Warnecke [129] hingegen spricht von einem mehrschaligen Wandgefüge, wenn im Wandinneren ein Wechsel der Steinbearbeitung bzw. des Verbandes gegeben ist. Die Konstruktionsweise des mehrschaligen Mauerwerks wurde neben der Herstellung von Wänden auch für Fundamente angewendet, Abbildung 2.1.

#### 2.1.1 Konstruktive Durchbildung mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit und der Standsicherheit einer mehrschaligen Mauerwerkswand müssen ihre konstruktive Durchbildung und die vertikale Fügung der einzelnen Schalen zueinander untersucht werden. Die Fügung der Einzelschalen, d.h. die Art und Ausbildung der vertikalen Grenzfläche, beeinflusst sehr stark die Tragwirkung der Konstruktion. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Mauerwerkswand wurde bereits von den griechischen Baumeistern in der Antike die Schalenfuge mit durchbindenden Steinen, mit sogenannten Durchschüssen, überbrückt. Die Länge der Bindersteine entsprach der Dicke der Mauerwerkswand.

Egermann [40] nahm eine typologische Zusammenstellung auf der Basis zahlreicher in England untersuchter mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen vor. Diese Typologie ist im Anhang dargestellt, Abbildung A.1.

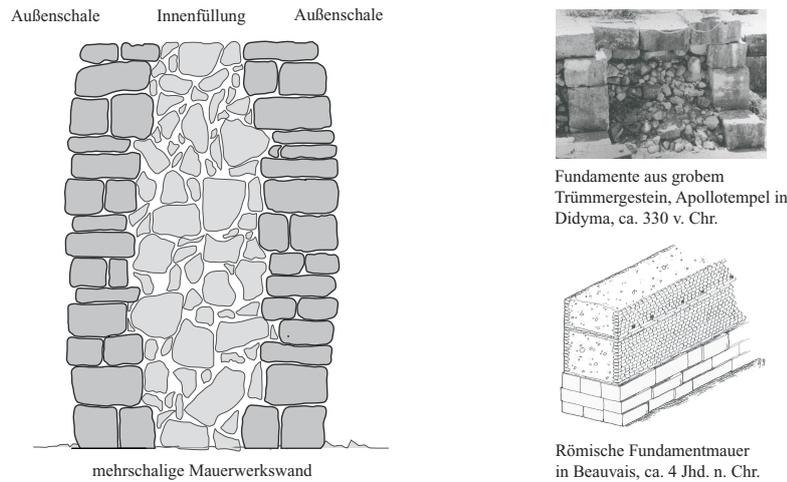


Abbildung 2.1: linkes Bild: Aufbau einer mehrschaligen Mauerwerkswand, rechte Bilder: Fundamente als mehrschalige Konstruktion (Bilder aus [88])

Neuwald-Burg [98] definiert für die konstruktive Ausbildung der Fuge zwischen den einzelnen Schalen die in Tabelle 2.1 aufgeführten sechs Fallunterscheidungen. Sie erweitert die von Egermann [40] beschriebene Verzahnung der Einzelschalen um drei weitere Verzahnungsfälle (Fall 3-5), Tabelle 2.1 und Abbildung 2.2.

Fall	Fugenausbildung	Merkmal der Fugenausbildung
1	glatt	Fugen leer
2	glatt	Fugen gefüllt
3	rauh	die Rauigkeitsamplitude ist kleiner als die Fugendicke, $t < r$
4	wellig	die Rauigkeitsamplitude ist größer als die Fugendicke, $t > r$
5	verzahnt	Einbindetiefe und Binderanzahl maßgeblich, $t_b > 1/3h_s$ bzw. $10\text{cm}$
6	durchbindend	einschaligem Querschnitt ähnlich

Tabelle 2.1: Fallunterscheidungen der Fugenausbildung mehrschaligen Mauerwerks nach Neuwald-Burg [98]

Die erforderlichen Informationen zur konstruktiven Ausbildung der vertikalen Fuge zwischen den Einzelschalen sind nur sehr schwer zu erhalten. Sind keine ausreichenden Informationen darüber vorhanden, sollte zur Beurteilung der Tragwirkung das Vorhandensein einer glatten Fuge angenommen werden. Sie stellt aus statisch-konstruktiven Gesichtspunkten die schlechteste Lösung dar.

Die Konstruktionsprinzipien historischen mehrschaligen Mauerwerks wurden von Eckert [39] in Abhängigkeit der Materialität und der Herstellungstechnik untersucht. Patitz [102] faßte die Ergebnisse von Eckert [39] zusammen, Tabelle 2.2.

Zeitalter	Außenschalen	Zwischenschicht	Bindemittel	Konstruktion
Römisches Mauerwerk	dichtes, wetterfestes Steinmaterial <ul style="list-style-type: none"> <li>• netzförmiges Mauerwerk</li> <li>• unregelmäßiges Bruchsteinmauerwerk</li> <li>• gleichförmiges Quadermauerwerk</li> </ul>	feinkörnige Masse aus Kalk, Sand, Steinbruch	Kalkmörtel	Dicke: ca. 0,45m Schalenmauerwerk Gußmauerwerk: Einfüllen der Füllmasse zwischen Schalenbrettern
Romanik 10./14. Jh.	Klein- und Großquader, Kiesel- und Bruchsteine <ul style="list-style-type: none"> <li>• Mischmauerwerk</li> <li>• kleinteiliges Mauerwerk, <math>d = 0,30 - 0,60m</math></li> </ul>	Gußmauerwerk: lockeres Gemisch aus Steinen und Mörtel, Bruchsteinmauerwerk: dicht gepackt und vermörtelt, geschichtete Innenfüllungen	Kalkmörtel	Gesamtdicke: 1 - 1,5m Verjüngung im Dachgeschoß, Verstärkungen und Entlastungsbögen in den Innenfüllungen, keine systematische Verzahnung zwischen Außenschale und Innenfüllung
Gotik 13./14. Jh.	Bruchsteine, Kiesel- und Ziegelsteine, Großquader	Wechsel aus Kiesel- und Ziegelschichten, Bruchsteine teils geschüttet, teils geschichtete Stein- und Mörtellagen	Kalkmörtel	Schalung als Verblendung für stabile Zwischenschicht oder als Schalung für lockeres Füllmaterial Verringerung der Mauerstärken in den Obergeschossen v. ca. 2,50 auf ca. 1,40m
Renaissance 15./16. Jh.	wetterfeste Steine Quader-, Netz- oder unregelmäßiges Mauerwerk entsprechend römischem Vorbild	weichere Steine, kleine Felssteine, "eine Art Beton" Ausmauerung oder Ausfüllung mit ordentlichen, aber minderwertigen Steinen in Schichten	Kalkmörtel	Bindesteine zwischen den Schalen, Verdichtung der Innenschicht zur Verhinderung von Hohlräumen
Italienische Theorie 17. Jh.	Ziegelsteine, Quader- und Bruchsteine harte und weiche Steine	viereckig gehauene, kleine Steine, gemauerte Bänder	Kalkmörtel	entsprechend römischem Vorbild Verbund- und Schalenmauerwerk
Französische Praxis 18. Jh.	feuchte- und frostbeständige Steine Lagersteine und Bindersteine <ul style="list-style-type: none"> <li>• Quadermauerwerk mit formatigen Steinen</li> <li>• Ziegelmauerwerk</li> </ul>	nicht witterungsbeständiges Material Bruchstein  waagrecht in Schichten mit Fugenversatz, Herstellungsqualität entsprechend der Außenschalen, kein Materialwechsel	Kalkmörtel	sorgfältige Sockelzone sorgfältige Verzahnung der Schalen Ausfüllen der Löcher mit Steinen Dicke von 0,65 - 1,14m
Klassizismus	Feldsteine, Bruchsteine, Sandsteine <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bruchstein- und Quadermauerwerk</li> </ul>	Gußmauerwerk: Schottermaterial aus "kleinen, irregularen Steine(n) und Schlacke" ohne Ordnung, Übergießen der Steinstücke mit Kalkmörtel	Kalkmörtel	Mehrschaligkeit nur noch bei sehr starken Wänden beginnender Skelettbau mit tragenden und nichttragenden Elementen
19. Jahrhundert	frost- und salzbeständiges Material <ul style="list-style-type: none"> <li>• Quadermauerwerk aus flachen Steinen</li> </ul> Verwendung von Bindersteinen	Ausfüllung mit Steintrümmern und Staub Umhüllung der Steine mit Mörtel Volumenverhältnis von Stein : Mörtel = 1 : 0,5	Kalkmörtel erste Zemente	Schalenmauerwerk nicht für hochbelastete Bauteile

Tabelle 2.2: Materialien und Konstruktion mehrschaligen Mauerwerks nach Eckert [39]

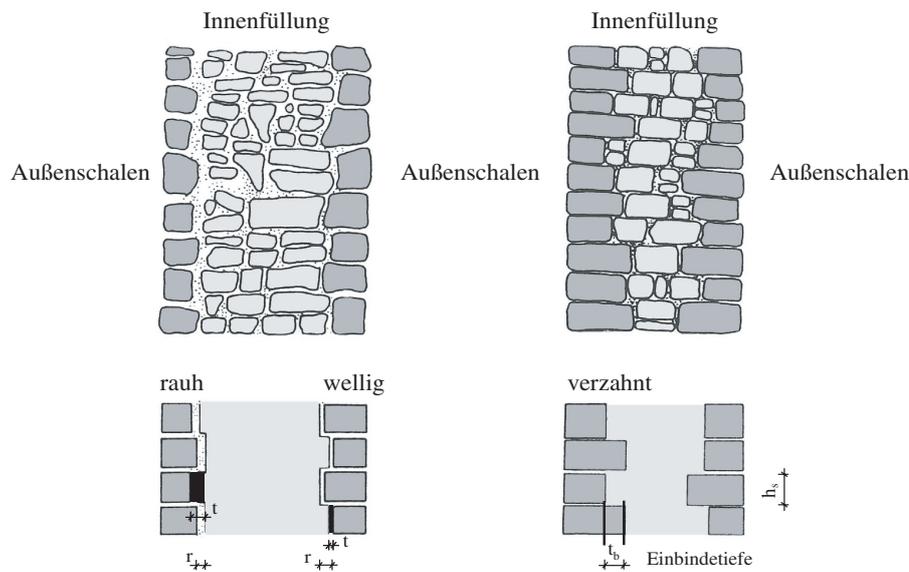


Abbildung 2.2: Verzahnungsfälle für die Ausbildung der Kontaktfuge zwischen Außenschale und Innenfüllung nach Neuwald-Burg [98]

### 2.1.2 Gefügestand der Innenfüllung

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit und der Standsicherheit ist neben der Fugenausbildung zwischen den Einzelschalen auch die Kenntnis des Gefügestandes der Innenfüllung erforderlich. Innenfüllungen, die aus einem kohäsiven Material bestehen, sind in der Lage, sich je nach ihrer Festigkeit am Lastabtrag zu beteiligen. Andauernder Feuchtigkeitsanfall, kontinuierliche Erschütterungen und Verwitterung können dazu führen, daß kohäsive Innenfüllungen in einen kohäsionslosen, weichen Gefügestand überführt werden. Dieses kohäsionslose, weiche Material der Innenfüllung verhält sich ähnlich einer Schüttung in einem geschlossenen Behälter. Die Außenschalen halten das Material der Innenfüllung in seiner Lage, wodurch sie auf Biegung beansprucht werden. Die Größe der Biegebeanspruchung steht in Abhängigkeit zum Gefügestand der Innenfüllung. Die Annahme einer weichen, kohäsionslosen Innenfüllung stellt für die Biegebeanspruchung der Außenschale einen Grenzwert dar.

## 2.2 Methoden zur Untersuchung mehrschaligen Mauerwerks

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit und der Standsicherheit mehrschaligen Mauerwerks sind umfangreiche Untersuchungen der vorhandenen Bausubstanz erforderlich. Diese Untersuchungen gelten nach Kahle [71] der Ermittlung des Umfangs, des zeitlichen Verlaufs und der Ursachen der Schäden. Mit den Ergebnissen werden gezielte Maßnahmen zur Sicherung beziehungsweise Instandsetzung der Konstruktion möglich. Im weiteren sind zur Planung der Instandsetzungsmaßnahmen und Beurteilung der Tragfähigkeit und Standsicherheit Informationen zum Tragsystem und zu den Querschnittsabmessungen, Besonderheiten im Gefüge, Lasten und Materialfestigkeiten erforderlich. Durch die Bauaufnahme werden die Geometrie der Konstruktion sowie die an den Oberflächen

sichtbaren Merkmale erfasst. Verformungen, Ausbauchungen oder Schiefstellungen der Außenschalen, Risse im Mauerwerksgefüge, Schalenablösungen und weitere Veränderungen der Konstruktion werden durch die Schadensaufnahme kartiert.

Nach Patitz [102] wird zwischen den direkten und indirekten Untersuchungsmöglichkeiten unterschieden. Mit Hilfe der direkten bzw. zerstörenden Untersuchungsmethoden werden die interessanten Bereiche geöffnet, nachgesehen, untersucht, beurteilt und Probenmaterial entnommen. Auf diese Weise kann lokal sehr genau der Zustand der historischen Bausubstanz bestimmt werden. Damit verbunden ist aber ein hoher Verlust an Originalsubstanz. Hingegen wird die historische Bausubstanz bei den indirekten Methoden weitestgehend unzerstört erhalten. Die Ergebnisse dieser Untersuchungsmethode liefern jedoch nicht unmittelbar die gewünschten Informationen. Im Labor werden die Zusammenhänge zwischen den gemessenen physikalischen Größen und den gesuchten Materialeigenschaften hergestellt. Als zerstörungsarme Untersuchungsmethode wird die Kombination aus reduzierten zerstörenden Eingriffen und zerstörungsfreien indirekten Verfahren bezeichnet. Dafür stehen die folgenden Methoden zur Verfügung [42]:

- Radar
- Ultraschall
- Mikroseismik
- Geoelektrik
- Magnetik
- Infrarotthermographie

Zur Untersuchung alter Mauerwerkskonstruktionen und zur qualitativen Beurteilung der Materialeigenschaften sind die Verfahren Radar, Ultraschall und Seismik geeignet. Durch die Anwendung dieser Verfahren ist es möglich, ausreichende Informationen über die Dicke der Einzelschalen, die konstruktive Durchbildung der mehrschaligen Mauerwerkswand, die unterschiedlichen eingesetzten Materialien und vorhandene Hohlräume zu erhalten. Steinformate, Mörtel der Innenfüllung sowie die konstruktive Ausbildung der Schalenfugen können damit nicht ermittelt werden. Patitz [102] gibt in ihrer Arbeit die Anwendungsmöglichkeiten der einzelnen Verfahren an, Tabelle 2.3.

Kahle [71] untersuchte, inwieweit die Geoelektrik und das Radarverfahren zu Strukturuntersuchungen des mehrschaligen Mauerwerks herangezogen werden können. Mit dem Radarverfahren kann man mit notwendiger Zuverlässigkeit die erforderlichen Merkmale alten Mauerwerks bestimmen. Dieses Verfahren beruht auf der Ausbreitung elektromagnetischer Wellen. Im Gegensatz dazu basieren die Verfahren Ultraschall und Mikroseismik auf der Ausbreitung mechanischer Wellen. Mit dem Radarverfahren kann die Mehrschaligkeit beziehungsweise das Vorhandensein von Vormauerungen festgestellt werden. Des Weiteren können Ablösungen der Schalen, Hohlräume, metallische Einlagerungen sowie klüftige, zerrüttete oder abgesackte Zonen erkannt werden. Mit diesem Verfahren ist eine zügige und flächendeckende Erkundung der Mauerwerkskonstruktion möglich. Jedoch können die mechanischen

Eigenschaften des Materials mit dieser Untersuchungsmethode nicht bestimmt werden. Zur Verifizierung der Ergebnisse aus dem Radarverfahren werden gezielt die konventionellen Verfahren wie z.B. Freilegen oder Bohren eingesetzt.

Verfahren	Strukturuntersuchung				Materialeigenschaft
	Mehrschaligkeit	Homogenität	Feuchte	Salze	Festigkeit
Radar	gut	sehr gut	gut quantitativ	gut quantitativ	nicht möglich
Ultraschall	nicht möglich	gut	bedingt möglich	nicht möglich	möglich
Seismik	gut	gut	nicht möglich	nicht möglich	möglich

Tabelle 2.3: Anwendungsmöglichkeiten zerstörungsarmer Verfahren, Tabelle aus [102]

Das Ultraschallverfahren ist ausschließlich für historische Mauerwerkskonstruktionen, deren Dicke kleiner 1,00m beträgt, geeignet. Es arbeitet in Frequenzbereichen von mehr als 20kHz. Für dickere Mauerstärken sollte das Verfahren der Mikroseismik angewendet werden, das im wesentlichen in Frequenzbereichen unter 1kHz arbeitet.

Patitz [102] beschäftigte sich mit der Weiterentwicklung der Mikroseismik zur Untersuchung der Innenfüllung mehrschaligen Mauerwerks. Mit der Mikroseismik ist es möglich, sowohl Bereiche mit unterschiedlichen Materialien als auch deren Strukturen zu differenzieren. Des weiteren können die Güte und Qualität einer injizierten Innenfüllung überprüft werden [42]. Hierbei werden mechanische Wellen im Frequenzbereich zwischen 300Hz und 3kHz nach [42] an der Bauteiloberfläche erzeugt und die Wellengeschwindigkeit zwischen dem Erreger und mehreren Aufnehmern berechnet. Patitz [102] unterscheidet innerhalb der Seismik zur Erkundung mehrschaligen Mauerwerksgefüges folgende zwei Verfahren:

- Oberflächenseismik
- Bohrlochseismik

Allein mit der Oberflächenseismik besteht nach [102] nicht die Möglichkeit, aus der gemessenen oder berechneten Wellengeschwindigkeit der Innenfüllung auf deren Art und Beschaffenheit Rückschlüsse zu ziehen. Voraussetzung zur Ermittlung der Wellengeschwindigkeit der Innenfüllung ist die Kenntnis über die Wellengeschwindigkeit der Außenschale. Die Mehrschaligkeit eines Querschnittes kann aber durch die Oberflächenseismik zuverlässig nachgewiesen werden.

Innerhalb der Bohrlochseismik wird in Abhängigkeit von der Anordnung des Senders und des Empfängers zwischen folgenden Verfahren unterschieden:

- Cross-Hole-Seismik → reine Bohrlochseismik
- Down-Hole-Seismik → Kombination aus Bohrloch- und Oberflächenseismik

In der Abbildung 2.3 sind die Meßmethoden der Oberflächenseismik und der Bohrlochseismik sowie die Anordnung des Senders und des Empfängers dargestellt.

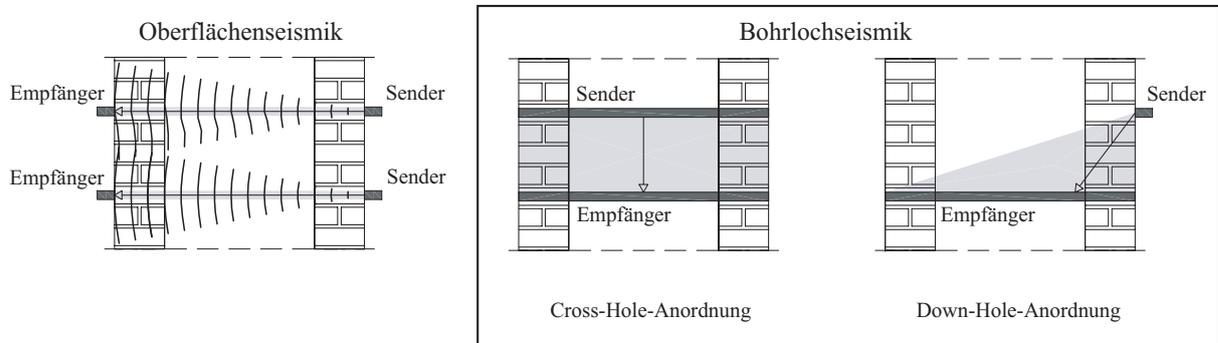


Abbildung 2.3: Meßmethoden der Mikroseismik nach [102]

Durch die Entnahme von Proben aus dem Mauerwerk kann die Druckfestigkeit des Materials bestimmt werden. Die Korrelation mit der gemessenen Wellengeschwindigkeit ermöglicht Rückschlüsse auf die Qualität der Innenfüllung. Eine Kombination der aufgeführten Untersuchungsverfahren zur Erkundung historischer mehrschaliger Mauerwerksgefüge ist zur Verifizierung der Ergebnisse sinnvoll.

## 2.3 Methoden zur Bestimmung der mechanischen Materialkennwerte

Die Außenschalen mehrschaligen Mauerwerks werden bei einer weichen Innenfüllung auf Druck, Biegung und Schub beansprucht, siehe hierzu Kapitel 3. Damit die Tragfähigkeit der Außenschale in Abhängigkeit von der jeweiligen Beanspruchung beurteilt werden kann, müssen zahlreiche Parameter [42], die die Tragfähigkeit beeinflussen, bestimmt werden. Hierzu gehören:

- geometrische Kennwerte → Abmessungen der Steine
- Festigkeits- und Verformungskennwerte → Stein und Mörtel
- empirische Faktoren

Die Bestimmung der geometrischen Kennwerte kann in der Regel visuell vor Ort durchgeführt werden. Die Ermittlung der Festigkeits- und Verformungskennwerte, wie Druck- und Zugfestigkeiten, Elastizitätsmodul und Querdehnzahlen des Mauerwerks, muss durch Proben aus der vorhandenen Bausubstanz erfolgen. Die Druckfestigkeit einschaliger Mauerwerkswände kann durch die direkte oder indirekte Methode bestimmt werden.

Die direkte Methode bringt insofern zuverlässige Ergebnisse, als der Verbundwerkstoff Mauerwerk insgesamt und direkt geprüft wird. Der Nachteil der direkten Methode ist, dass sie einen Verlust der zu erhaltenden Bausubstanz durch die Entnahme großer Mauerwerksproben zur Folge hat.

Bei der indirekten Methode werden am Bauwerk Stein- und Mörtelproben entnommen, und die Festigkeit wird durch Druckprüfungen hergeleitet. Wurden die Festigkeiten von Stein und Mörtel bestimmt, kann durch empirische Ansätze die Druckfestigkeit des Mauerwerks ermittelt werden.

Berger [11] entwickelte ein neues Verfahren zur Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit. Aus dem Mauerwerk werden Steinbohrkerne vertikal und horizontal sowie Fugenbohrkerne mit horizontal zentrisch liegender Lagerfuge entnommen, Abbildung 2.4. An den entnommenen Bohrkerne wird die Druckfestigkeit des homogenen Steines  $f_{s,c}$ , die Spaltzugfestigkeit der Steine  $f_{s,st}$  sowie die Spaltzugfestigkeit des Fugenbohrkerns  $f_{j,st}$  ermittelt.

Prüfung	Druckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Probenart	reiner Stein	reiner Stein	Fugenbohrkern
Belastung			
Durchmesser	$d \approx 30...50\text{mm}$	$d \approx 50\text{mm}$	$d \approx 100\text{mm}$
Schlankheit	$h/d \geq 1,5$	$h/d \leq 1,5$	$h/d \leq 1,0$
Probenanzahl	$n \geq 5$	$n \geq 5$	$n \geq 5$

Abbildung 2.4: Prüfung aus der Konstruktion entnommener Bohrkerne zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften

Die Druckfestigkeit des Steines  $f_{s,c}$  errechnet sich aus der Bruchlast  $N_u$  und aus dem Durchmesser des Fugenbohrkerns  $d_{fk}$  nach der Gleichung 2.1.

$$f_{s,c} = 4 \cdot \frac{1}{\pi} \frac{N_u}{d_{fk}^2} \quad (2.1)$$

Die Spaltzugfestigkeit des Steines  $f_{s,st}$  wird aus der Bruchlast  $F_{st}$ , dem Durchmesser des Bohrkerne  $d_{fk}$  und dessen Länge  $l_{fk}$  nach Gleichung 2.2 berechnet.

$$f_{s,st} = 2 \cdot \frac{1}{\pi} \frac{F_{st}}{d_{fk} \cdot l_{fk}} \quad (2.2)$$

Die Berechnung der Spaltzugfestigkeit des Fugenbohrkerns  $f_{j,st}$  erfolgt analog zu Gleichung 2.2. Aus dem Verhältnis der Spaltzugfestigkeiten wird der Ausnutzungsgrad  $\alpha$  nach Gleichung 2.3 berechnet. Dieser entspricht nach Berger [11] in etwa dem Verhältnis Stein zu Mauerwerksdruckfestigkeit.

$$\alpha = \frac{f_{j,st}}{f_{s,st}} \quad (2.3)$$

$\alpha$	Ausnutzungsgrad
$f_{f,st}$	Spaltzugfestigkeit des Fugenbohrkerns
$f_{s,st}$	Spaltzugfestigkeit des homogenen Bohrkerns

Zur Berücksichtigung der Sandwich-Abmessung ermittelte Egermann [40] den Geometriefaktor  $k$ . Dieser Faktor berücksichtigt das im Fugenbohrkern vorliegende Verhältnis von Stein- und Fugendicke und berechnet sich nach Gleichung 2.4.

$$k = \frac{1 + 3,24 \cdot \sqrt{\frac{h_{m\ddot{o}}}{d_f - h_{m\ddot{o}}}}}{1 + 3,24 \cdot \sqrt{\frac{h_{m\ddot{o}}}{h_{st}}}} \quad (2.4)$$

$k$	Geometriefaktor
$h_{st}, h_{m\ddot{o}}$	Stein- bzw. Lagerfugenhöhe
$d_f$	Durchmesser des Fugenbohrkerns

Somit ergibt sich für den Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_{w,0}$  nach Gleichung 2.5.

$$f_{w,0} = \alpha \cdot k \cdot f_{s,c} \quad (2.5)$$

$f_{w,0}$	Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit
-----------	---

Der Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_{w,0}$  gibt die Bruchfestigkeit des Mauerwerks an. In der DIN 1053 Teil 1 [24] wird der Wert für die zulässige Druckspannung  $\sigma_0$  für die Gebrauchsfähigkeit angegeben. Die beiden Werte  $f_{w,0}$  und  $\sigma_0$  unterscheiden sich durch den Sicherheitsfaktor  $\alpha_s$ , Gleichung 2.6.

$$\alpha_s = \frac{f_{w,0}}{\sigma_0} \quad (2.6)$$

Zur Berechnung der Tragfähigkeit mehrschaligen Mauerwerks ist die Kenntnis der Druckfestigkeit nicht nur der Außenschalen, sondern auch der Innenfüllung erforderlich. Die Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit erfolgt durch die Entnahme von mindestens fünf prüffähigen Bohrkernen mit einem Durchmesser von  $d_{fk} \geq 10\text{mm}$  an unterschiedlichen Stellen der Innenfüllung, [42]. Die einachsige Druckfestigkeit der Innenfüllung  $f_c$  errechnet sich nach der Gleichung 2.7.

$$f_c = 4 \cdot \frac{1}{\pi} \frac{N_u}{d_{fk}^2} \quad (2.7)$$

In der Regel werden die Bohrkern der Innenfüllung senkrecht zur Füllrichtung der Innenfüllung entnommen. Nach Egermann [40] wird dadurch die Druckfestigkeit der Innenfüllung unterschätzt.

Eine direkte Methode, mit der die einachsigen Druckspannungszustände im Mauerwerk abgeschätzt werden können, ist die Flat-Jack-Methode [90]. Die Untersuchung wird in-situ durchgeführt. Nach Maydl ist die Flat-Jack-Methode zur Ermittlung des Spannungszustandes, der Druckfestigkeit und der Spannungsdehnungslinie grundsätzlich geeignet, jedoch mit Einschränkungen hinsichtlich der Genauigkeit. Mit der Flat-Jack-Methode kann bei mehrschaligen Konstruktionen ausschließlich die Prüfung der Außenschalen erfolgen. Kennwerte der Innenfüllung können hiermit nicht ermittelt werden. Im weiteren stellen das Sägen der Schlitzte zum Einführen der Flat-Jacks wie auch das Belasten des

Baukörpers bis zum Auftreten von Rissen zur Ermittlung der Druckfestigkeit und der Spannungsdehnungslinie Eingriffe in die historische Bausubstanz dar. Diese können aus denkmalpflegerischer Sicht oftmals nicht akzeptiert werden.

## 2.4 Tragfähigkeit von unverbessertem mehrschaligen Mauerwerk

Mit der Ermittlung der Tragfähigkeit von mehrschalig unverbessertem Mauerwerksgefüge aus Naturstein beschäftigten sich Stiglat [117], Faella [45], Warnecke [129] und Ebner [41]. Dahmann [35] und Egermann [40] untersuchten die Tragfähigkeit mehrschaliger Mauerwerksgefüge aus Ziegelsteinen.

Dahmann [35] ging es um die Verbesserung der Tragfähigkeit von Mauerwerk durch Vernadeln und Injizieren. Zur Ermittlung der Wirkungsweise der Verbesserung und zur Steigerung der Tragfähigkeit führte er Versuche an Mauerwerksprüfkörpern durch. Die Abmessungen der Prüfkörper betragen  $h/b/d = 1,60/1,10/0,36$ m. Die Außenschalen waren jeweils 11,5cm dick und besaßen eine Schlankheit von  $h/d = 15$ . Die Versuchskörper wurden aus Ziegelmauerwerk nach DIN 105 unter Verwendung eines Kalkmörtels der Mörtelgruppe I im regelmäßigen Schichtenverband gemauert. Die 13cm dicke durchmischte Innenfüllung bestand aus zerhauenen Ziegelsteinen und Mörtel. Die unterschiedlichen Versuchswände sind in der Abbildung 2.5 dargestellt. Die Innenfüllung wurde mit einer Wasser-Zement-Suspension injiziert. Als Nadelanker wählte Dahmann Betonstahl der Güte 420/500 mit den Durchmessern 8 und 14mm.

Bei den unverbesserten mehrschaligen Versuchskörpern zeigte sich, daß bei vertikal aufgebracht Lasten der Bruch weniger durch abplatzende Steinscherben auftrat, als durch das Auseinanderweichen der Schalen. Hierbei wurden die Außenschalen durch die Querdehnung der weichen Innenfüllung senkrecht zu ihrer Ebene horizontal beansprucht. Die Bruchspannung der unverbesserten mehrschaligen Mauerwerkswände lagen bei  $5,28\text{MN/m}^2$  bis  $6,76\text{MN/m}^2$ .

Wurde die Innenfüllung der mehrschaligen Mauerwerkswand injiziert, trat der Bruch der Außenschalen schlagartig auf. Die Außenschalen haben sich über die gesamte Höhe der Wände von der Innenschale gelöst und versagten durch Ausknicken. Bei diesem Versuchskörper lagen die Bruchspannungen ungefähr bei  $9,00\text{MN/m}^2$ . Im Gegensatz zu den Versuchsreihen mit unverbessertem Mauerwerk kündigte sich der Bruch bei dem durch Injektion der Innenfüllung und Vernadelung der Außenschalen verbesserten mehrschaligen Mauerwerk durch abplatzende Steinscherben vorzeitig an. Die Bruchspannungen der vernadelten und injizierten Versuchskörper lagen ebenfalls ungefähr bei  $9,00\text{MN/m}^2$ . Die nur durch Injizieren verbesserten Versuchskörper unterschieden sich im Tragverhalten von injizierten und vernadelten Versuchskörpern durch senkrecht zur Wandebene höhere Querdehnungen. Die Längsdehnungen dieser beiden unterschiedlich verbesserten Versuchskörper waren fast identisch. Dies zeigt, daß durch das Einbauen von Nadelankern die Querverformungen der Wand reduziert werden. Dahmann stellte noch fest, daß aus der Erhöhung der horizontalen Nadelankeranzahl und der damit verbundenen Zunahme der Bohrlöcher eine Erhöhung der Querdehnung parallel zur Wandebene resultierte.

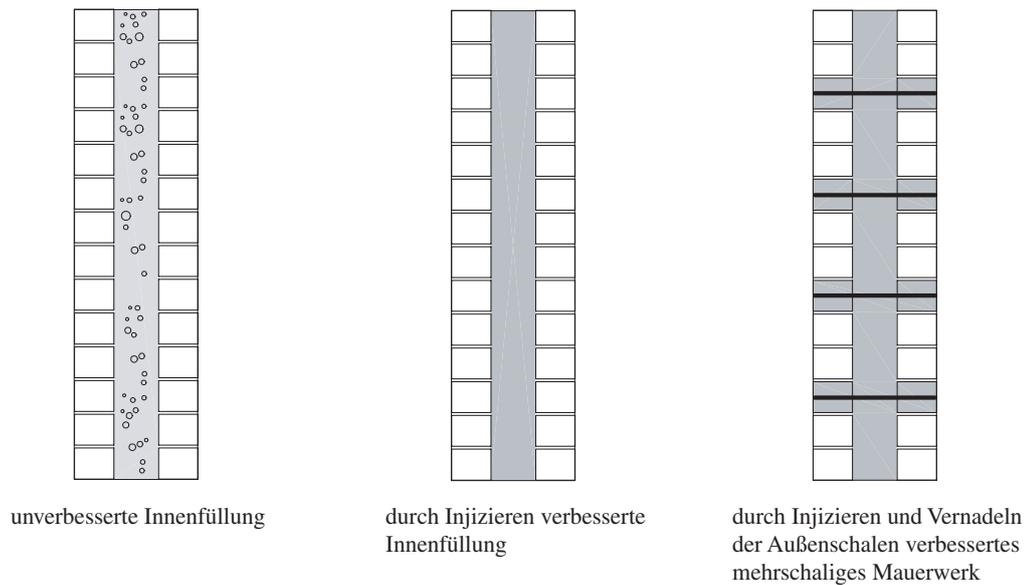


Abbildung 2.5: Mehrschalige Versuchswände von Dahmann [35]

Der Einfluß der einzelnen Methoden zur Verbesserung des mehrschaligen Mauerwerksquerschnittes auf die Bruchlast der Versuchskörper sind in der Tabelle 2.4 aufgeführt.

Versuchskörper Nr.	1	2	3	4
Gefüge des Mauerwerks	einschalig	mehrschalig	mehrschalig	mehrschalig
Methode zur Verbesserung des mehrschaligen MW-Gefüges	-	-	injiziert	injiziert vernadelt
Bruchlast bezogen auf Versuchskörper Nr. 1; [%]	100	~ 60	~ 90	~ 88

Tabelle 2.4: Einfluß der Verbesserungsmethoden auf die Bruchspannung mehrschaliger Mauerwerkswände nach Dahmann [35]

Bei den injizierten und vernadelten Versuchskörpern konnte eine Steigerung um das 2,2fache der Reißspannung und das 1,6fache der Bruchspannung der unverbesserten mehrschaligen Versuchskörper erreicht werden, siehe auch Tabelle 2.4. Die zulässige Druckspannung und der Elastizitätsmodul einer durch Injizieren und Vernadeln verbesserten mehrschaligen Mauerwerkswand werden nach den Gleichungen 2.8 und 2.9 abgeschätzt.

$$zul\sigma_{m,vi} = 0,85 \cdot zul\sigma_{DIN} \quad \text{zulässiger Grundwert der Druckspannung} \quad (2.8)$$

$$E_{m,vi} = 0,75 \cdot E_{DIN} \quad \text{Elastizitätsmodul} \quad (2.9)$$

Bei allen Versuchswänden von Dahmann, die vernadelt wurden, wurde auch gleichzeitig die Innenfüllung injiziert. Die Verbesserung der Tragfähigkeit ausschließlich durch das Vernadeln der Außenschalen kann aus den Versuchsreihen von Dahmann nicht hergeleitet werden.

Die erforderliche Nadelankeranzahl wird nach Dahmann [35] in Abhängigkeit von der zulässigen Gebrauchslast so bemessen, daß je  $m^2$  Wandfläche 5% der zulässigen vertikalen Gebrauchslast als horizontale Zugkraft durch die Nadelanker aufzunehmen ist. Für die Nadelankerabstände  $a_n$  müssen die beiden folgenden Bedingungen eingehalten werden, siehe auch [103].

$$t_{ges} > 1,0 \quad a_n = 1,0 \quad [m] \quad (2.10)$$

$$t_{ges} \leq 1,0 \quad a_n = t_{ges} \quad [m] \quad (2.11)$$

Durch die Anordnung der Nadelanker über die gesamte Fläche der Außenschale werden auch solche Bereiche erfaßt, an denen durch Lastumlagerung (Abb.2.6) oder infolge unterschiedlicher Gefügezustände (Abb.2.7) der Innenfüllung Lasten auf die Außenschalen wirken.

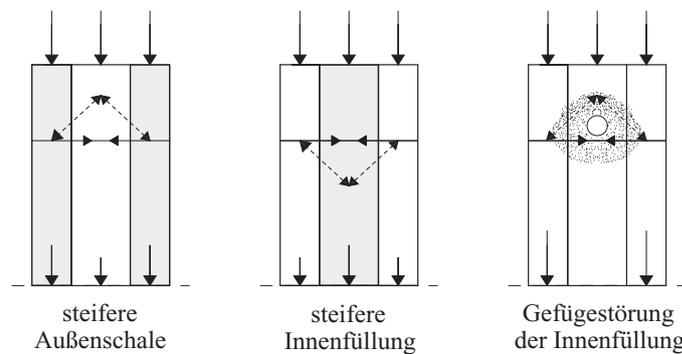


Abbildung 2.6: Lastumlagerung infolge unterschiedlicher Gefüge, nach Dahmann [35]

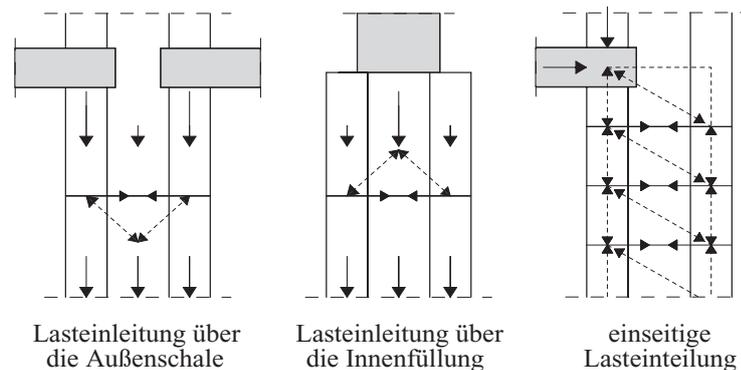


Abbildung 2.7: Konstruktionsbedingte Lastumlagerung, nach Dahmann [35]

Egermann [40] ermittelte durch experimentelle und theoretische Untersuchungen die Tragfähigkeit einer unverbesserten, mehrschaligen Mauerwerkswand aus Ziegelmauerwerk. Die experimentellen Untersuchungen wurden an mehrschaligen Ziegelmauerwerkskörpern im Modellmaßstab durchgeführt.

Mit Hilfe der Finiten Elemente untersuchte Egermann die gegenseitige Beeinflussung von Außenschale und Innenfüllung. Für die Außenschale wurde ein linear-elastisches, für die Innenfüllung sowohl

ein linear-elastisches als auch nichtlinear elastisches Materialgesetz nach Drucker-Prager angewendet. Es hat sich gezeigt, daß in den Bereichen, in denen eine Querdehnungsbehinderung auftrat, ein dreiachsiger Druckspannungszustand vorherrschte. In den übrigen Bereichen rief die Auflast einen zweiachsigen Druckspannungszustand hervor. Die Außenschalen wurden zusätzlich auf Biegung beansprucht. Egermann beschreibt das Trag- und Bruchverhalten der mehrschaligen Mauerwerkswände anhand zweier Phasen. In der Phase I treten infolge der angreifenden Lasten weder Risse in den Steinen noch klaffende oder gequetschte Mörtelfugen in den Außenschalen auf. In der Phase II reißt die Außenschale von der Innenfüllung ab, der Haftverbund versagt. Ab einer bestimmten Last fängt die Innenfüllung an zu fließen und die Außenschale baucht stark aus. Besteht die Innenfüllung aus einem weicheren Material als die Außenschalen, versagen diese infolge des Biegedrucks. Durch den rechnerisch nachgewiesenen zweiachsigen Druckspannungszustand in der mehrschaligen Mauerwerkswand wird die Druckfestigkeit der Innenfüllung erhöht. In den Außenschalen findet eine Steigerung der Tragfähigkeit aus dem zweiachsigen Druckspannungszustand und eine Minderung der Tragfähigkeit durch die zusätzliche Biegebeanspruchung statt. Weist die Innenfüllung eine höhere Steifigkeit auf als die Außenschale, wird das Versagen des Gesamtsystems durch das Druckversagen der Innenfüllung ausgelöst. Die Berechnung der Bruchfestigkeit  $\beta_a$  der Außenschalen bei einem mehrschaligen Querschnitt erfolgt aus dem Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit  $\beta_{w,o}$  und den Einflußfaktoren aus der Schlankheit  $\alpha_\lambda$  und der Spannrichtung  $\alpha_\varphi$  nach Gleichung 2.12.

$$\beta_a = \beta_{w,o} \cdot \alpha_\lambda \cdot \alpha_\varphi \quad (2.12)$$

$\beta_a$	Bruchfestigkeit einer Außenschale		
$\beta_{w,o}$	Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit		
$\alpha_\lambda$	Einflußfaktor der Schlankheit	$\alpha_\lambda = \frac{P_{cr}}{0,5P_0}$	wenn $P_{cr} < 0,5P_0$
$\alpha_\varphi$	Einflußfaktor der Spannrichtung	$\alpha_\varphi = 1$	Spannrichtung $\parallel$ Lastrichtung
		$\alpha_\varphi = 2$	Spannrichtung $\perp$ Lastrichtung

Die Bruchlast für reinen Druckbruch  $P_{w,0}$  wird nach Gleichung 2.13, die Knicklast  $P_{cr}$  der Außenschale nach Dikkers und Yokel nach Gleichung 3.25 unter Berücksichtigung einer reduzierten Biegesteifigkeit berechnet.

$$P_{w,0} = A_a \beta_{w,0} \quad (2.13) \quad P_{cr} = 0,7\pi^2 \frac{EI}{s_k^2} \quad (2.14)$$

$P_{w,0}$	Bruchlast für reinen Druckbruch
$P_{cr}$	Knicklast
$A_a$	Querschnittsfläche einer Außenschale
$s_k$	Knicklänge
0,7	Abminderungsfaktor für gerissenen Querschnitt
$E$	Elastizitätsmodul, $E \sim 1000\beta_{w,0}$
$I$	Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnitts

Die Bruchlast  $\beta_{ml}$  der mehrschaligen unverbesserten Mauerwerkswand wird nach der Theorie der Verbundwerkstoffe bestimmt und mit Gleichung 2.15 berechnet.

$$\beta_{ml} = \frac{A_{a,1}}{A} \Theta_{a,1} \beta_{a,1} + \frac{A_{a,2}}{A} \Theta_{a,2} \beta_{a,2} + \frac{A_i}{A} \Theta_i \beta'_i \quad (2.15)$$

$\beta_{ml}$	Bruchspannung des mehrschaligen Mauerwerks
$A$	Gesamtquerschnitt
$A_{a,n}$	Querschnitt der Außenschalen n
$A_i$	Querschnitt der Innenfüllung
$\beta_{a,n}$	charakteristische Bruchfestigkeit der Außenschalen
$\beta'_i$	einachsige Druckfestigkeit der Zwischenschicht
$\Theta_{a,i}$	Korrekturfaktoren für die Außenschalen (a) und die Zwischenschicht (i)
	$\Theta_{a,n} = 0,75$ für die Außenschalen und $\Theta_i = 1,3$ für die Innenfüllung

Durch Korrekturfaktoren werden die tragfähigkeitssteigernden beziehungsweise mindernden Einflüsse aus dem Verbundsystem gegenüber der einachsigen Druckfestigkeit der einzelnen Schalen bestimmt.

Warnecke [129] untersuchte einschaliges und mehrschaliges Natursteinmauerwerk unter zentrischer und exzentrischer Belastung mit kohäsiver und nichtkohäsiver Innenfüllung.

Für dreischalige Mauerwerksgefüge mit nicht kohäsiver Innenschale gibt Warnecke [129] an, daß sich zwischen den einzelnen Schalen kein Verbundquerschnitt mit ebener Dehnungsverteilung ausbildet. Die äußeren Lasten werden im Verhältnis der Dehn- und Biegesteifigkeiten der Außenschalen abgetragen. Das Eigengewicht der Innenfüllung wird in die Außenschalen eingeleitet, wodurch diese auf Biegung beansprucht werden. Die Bemessung der Außenschale eines mehrschaligen Mauerwerkgefüges mit nichtkohäsiver Innenfüllung erfolgt analog zur Bemessung einschaliger Mauerwerkswände mit den Interaktionslinien für Biegung mit Normalkraft.

Ebner [41] untersuchte das Tragverhalten ein- und mehrschaliger Mauerwerkswände aus unbearbeiteten Bruchsteinen, die im regelmäßigen Schichtenverband gemauert wurden. Sie führte experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Trag- und Bruchverhalten durch. Experimentell durchgeführte Untersuchungen an symmetrischen mehrschaligen Mauerwerkswänden wurden mit Hilfe der Finiten Elemente Methode analytisch überprüft. Die Ermittlung der Traglast der Außenschalen erfolgte analog zu jener der einschaligen Wand. Sie unterscheidet bei der Ermittlung der Bruchspannungen zwischen der kurzen freistehenden und der langen Wand.

## 2.5 Verfahren zur Erhöhung der Tragfähigkeit mehrschaligen Mauerwerks

Zur Sicherung und Instandsetzung schadhafter Mauerwerkskonstruktionen sowie zur Erhöhung ihrer Tragfähigkeit werden die folgenden Maßnahmen in Abhängigkeit vom Zustand der Bausubstanz und der Zielsetzung der Instandsetzungsmaßnahme angewendet.

- Injizieren der Innenfüllung
- Vernadeln der Außenschalen
- Vorspannen der Mauerwerkskonstruktion

Bei der Planung und Ausführung einer Instandsetzungsmaßnahme muß der Einsatz der Materialien und der gewählten Methode auf die Verträglichkeit mit der alten Bausubstanz untersucht werden. Die hier aufgeführten Instandsetzungstechniken wurden bereits bei Bauvorhaben in den zwanziger und dreißiger Jahren eingesetzt.

### 2.5.1 Injizieren

Altes Mauerwerk weist durch Verwitterung, Auswaschung und Umwelteinflüsse in seinem Gefüge Hohlräume und Risse auf. Werden diese durch Injizieren und Verpressen geschlossen, kann die Tragfähigkeit des Querschnittes erhöht werden. Das Injizieren von Mauerwerk ist eine Instandsetzungsmaßnahme die sich im Laufe des 19. Jahrhunderts entwickelt hat [42]. Sie stellt aus denkmalpflegerischen Gesichtspunkten einen tiefen und nicht mehr umkehrbaren Eingriff in das materielle und konstruktive Gefüge des Mauerwerks dar. In [42] wird hinsichtlich des Zieles und Umfangs der Injektionsmaßnahme unterschieden in:

- großräumige Verfüllung (Hohlräume, Risse, offene Fugen etc.)
- lokal begrenzte Gefügevergütung (im Bereich von Auflagern, Verankerungen und lokal geschädigten Stellen)
- Verfüllung zur Herstellung des Verbundes und zum Korrosionsschutz

Als Injektionsmaterial zum Verfüllen von großen Hohlräumen beziehungsweise zum Ersetzen ausgewaschener oder fehlender Bindemittel wird eine Zement- oder Kalkleimsuspension verwendet, [42]. Der Hohlraumanteil sollte durch Voruntersuchungen bestimmt werden. Nach [42], [89] und [81] liegt dieser im Mittel bei 10%, es können aber auch Werte von 25% erreicht werden. Müssen kleine Risse verpresst werden, kommen teilweise auch Kunstharzinjektionen zum Einsatz, für die es jedoch kaum Aussagen über Langzeitverhalten in Verbindung mit der historischen Bausubstanz gibt. Wird Mauerwerk vernadelt oder vorgespannt, so dient die Injektion als Korrosionsschutz der Nadelanker und der Spannglieder sowie zum Herstellen der Verbundwirkung zum Mauerwerk.

Die unterschiedlichen Verfahren zum Bohren der Löcher werden von Stiesch in [122] angegeben. Weitere Angaben über das Verpressen der Innenfüllung sind in [42] und [122] detailliert erläutert.

Bei der Wahl des Injektionsmaterials müssen nach [6], [42], [48] und [104] mechanische, physikalische und chemische Auswirkungen auf die Bausubstanz überprüft werden. Bei Mauerwerkskonstruktionen, bei denen der Mörtel Gips enthält, können Zementinjektionen zu Treiberscheinungen führen, siehe hierzu [62], [110] und [42]. Diese Treiberscheinungen treten dann auf, wenn an historischen Gebäuden gipshaltiger Mörtel verwendet wurde und mit Zementmörtel injiziert wird. Zwischen den im Portlandzement enthaltenen Tricalciumaluminat und den im Gips enthaltenen Sulfatverbindungen kommt es zur Bildung von Ettringit. Die Ettringitbildung ist mit einer Volumenvergrößerung verbunden, die zu Schäden am Mauerwerk führen kann. Besteht der Mörtel aus Kalk, treten durch Zementinjektionen keine Treiberscheinungen auf.

### 2.5.2 Vernadeln

Das Vernadeln der Außenschalen mehrschaligen Mauerwerks ist eine Sicherungsmaßnahme, die bereits im Altertum eingesetzt wurde. Hier wurden die Außenschalen am harten Kern der Innenfüllung mittels verbleiter Eisenklammern verankert. Dadurch wurde das Ausweichen der Außenschalen durch horizontale Lasten aus der Innenfüllung verhindert. Heutzutage findet die Methode der Vernadelung ihre Anwendung bei den folgenden Aufgabengebieten:

- Sicherung von gerissenen Bauteilen
- Zusammenfügen und Zusammenbinden von Bauteilen
- Sicherung gegen dynamische Einwirkungen
- kraftschlüssiges Verbinden von abgelösten Schalen
- Sicherung gegen fortschreitende Verformung
- Aufnahme von Zug- und Schubkräften

Als Nadelanker eingesetzt werden die Betonrippenstähle nach der DIN 488 [19], [20], [21] und DIN ENV 10080 [22], Gewindestangen genormter Baustähle, Gewi-Stäbe mit bauaufsichtlicher Zulassung, nichtrostende Stähle nach der DIN 17440 [29] und glasfaserverstärkte Kunststoffstäbe.

Die Nadelankerlänge beträgt in der Regel nicht mehr als 4,00m. Wird als Nadelanker ein Betonstahl eingebaut, liegt der Durchmesser zwischen 10 und 16mm. Werden kleinere Stabdurchmesser eingesetzt, wird eine Verbesserung des Verbundes zwischen der gerippten Oberfläche des Nadelankers und des Injektionsgutes erreicht. Die Anker werden in der Regel schlaff eingebaut. In der im folgenden genannten Literatur werden das Bohren der Löcher und der Einbau der Nadelanker ausführlich beschrieben: [42], [53], [81] und [128].

Damit die eingebauten Betonrippenstähle dauerhaft gegen Korrosion geschützt werden, müssen die Stähle im Bohrloch mit mindestens 20mm und vor Kopf mit 25-30mm überdeckt sein. In der Regel betragen die Durchmesser der Bohrungen für die Nadelanker 55mm. Nach Wenzel [131] wird der erforderliche Bohrlochdurchmesser  $d_B$  für den erforderlichen Korrosionsschutz nach Gleichung 2.16 berechnet. Durch Korrosion des Ankerstahles kann es zu Absprengungen des Steinmaterials kommen.

$$d_B \geq d_N + 40\text{mm} \qquad d_N = \text{Nadelankerdurchmesser} \qquad (2.16)$$

Als Injektionsmaterial werden in der Regel Zemente nach DIN 1164 Teil 1 [27] mit einem Wasser-Bindemittelwert zwischen  $w/b=0,5$  und  $1,0$ , ohne Zuschlagstoffe verwendet. Der Wasser-Bindemittelwert ist nach Gigla [53] auf die Länge der Verpreßstrecke und die Saugfähigkeit des Mauerwerks abzustimmen. Aus Gründen des Korrosionsschutzes werden zunehmend nichtrostende Stähle für die Instandsetzung denkmalgeschützter Bauwerke verwendet.

Nichtrostende Stähle werden mit einem hohen Chrom-Nickelanteil hochlegiert. Im Vergleich zu den herkömmlichen Betonstählen sind die nichtrostenden Stähle wesentlich teurer, haben jedoch gegenüber diesen den Vorteil, daß der Bohrlochdurchmesser infolge des vorhandenen Korrosionsschutzes auf das für einen ausreichenden Verbund erforderliche Maß reduziert werden kann. Warnecke [129] gibt an, daß bei Injektionen aus sulfatbeständigem Spezialmörtel Nadelanker aus Edelstahl eingebaut werden müssen.

Bei sehr starken korrosiven Angriffen können Nadelanker aus glasfaserverstärktem Kunststoff verwendet werden. Debelius [37] und Faoro [46], [47] führten Versuche mit Nadeln aus hochfestem, korrosionsbeständigem Glasfaserverbundmaterial durch. Hergestellt wurden die Nadelanker von Faoro aus Glasfasern mit einer Verbundmatrix aus ungesättigtem Polyesterharz. Der Nenndurchmesser der Stäbe betrug bei Debelius wie auch bei Faoro 7,50mm und bestand bei Faoro aus 64.000 Einzelfasern. Als Injektionsmedium wurde bei den Versuchen von Debelius ein alkaliresistenter Zweikomponenten-Epoxidharzkleber ausgewählt, der sowohl den Verbund zwischen Stein und dem Ankerstab als auch den Schutzmantel des Stabes bewirkt. Faoro stellte den Verbund zur Einleitung der Kräfte aus dem Nadelanker in das Mauerwerk mit einem Mörtel auf Portlandzementbasis her. Die damit erreichten Verbundeigenschaften sind mit denen einer vermörtelten Litze zu vergleichen. Bei Verwendung von Kunstharzmörteln wurde eine extrem hohe Verbundwirkung erzielt. Die Vor- und Nachteile bei der Verwendung eines Nadelankers aus einem Glasfaserverbundmaterial sind in der Tabelle 2.5 zusammengestellt. Im Bereich der Verankerung ist nach Debelius [37] eine Überdeckung des Nadelankers von 2mm zur Einleitung der Kräfte und zum Schutz des Stabes ausreichend. Der Nadelanker aus Glasfaserverbundmaterial sollte im vollen Stein und nicht in der Fuge eingebaut werden, damit dieser gleichzeitig als Ankerkörper wirken kann. Durch den im Vergleich zum Betonstahl sehr geringen Elastizitätsmodul des glasfaserverstärkten Nadelankers ist der Glasfaserverbundanker besonders für vorgespannte Vernadelungen geeignet. Seine Eignung zur Sicherung historischer Mauerwerkskonstruktionen wurde von Haberland [58] untersucht.

<b>Vorteile</b>	<b>Nachteile</b>
geringer Bohrlochdurchmesser	hohe Kosten in der Herstellung
kurze Verankerungslänge	empfindlich gegenüber Querdruckbeanspruchung
relativ kleiner Elastizitätsmodul	von der Denkmalpflege kritisch gesehenes Material
hohe Korrosionsbeständigkeit	Versagen durch Abscheren der Rippen ohne Vorankündigung
elektromagnetische Neutralität	
geringes Eigengewicht	

Tabelle 2.5: Vor- und Nachteile bei der Verwendung von Glasfaserverbundankern zur Vernadelung von Mauerwerk

Die Einleitung der Kräfte aus dem Mauerwerk in den Nadelanker erfolgt über Verbundwirkung zwischen dem Mauerwerk und dem Injektionsmaterial sowie dem Injektionsmaterial und dem Nadelanker. Die Verbundwirkung entspricht derjenigen aus dem Stahlbetonbau. Es wird zwischen dem Haftverbund, Reibungsverbund und dem Scherverbund unterschieden, [79].

Bei dem Haftverbund handelt es sich um eine Klebewirkung zwischen Stahl und Mörtel. Dieser Verbund hängt sehr stark von der Oberflächenbeschaffenheit ab. Die Verbundwirkung bei der Haftung ist sehr gering und bereits bei kleinen Beanspruchungen gestört. Nach dem Haftverbund wird bei kleinsten Verschiebungen zwischen dem Stahl und dem Injektionsmaterial der Reibungsverbund geweckt. Der Reibungsverbund ist höher. Damit er wirken kann, muß eine Querpressung aus Auflasten, Schwinden oder Quellen des Betons existieren. Der Reibungsverbund ist wie auch der Haftverbund abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Nadelankers. Bei dem Scherverbund handelt es sich um die Verzahnung des Nadelankers durch die aufgewalzten Rippen, die bei Zugbeanspruchung Kräfte in das Injektionsmaterial übertragen. Von den drei Verbundarten ist diese die wirkungsvollste. Die Größe des Scherverbundes hängt von der Geometrie der Rippen ab. Rehm [108] hat die Abhängigkeiten beschrieben und die bezogene Rippenfläche  $f_R$  eingeführt. Der Scherverbund versagt, wenn die Betonringe zwischen den Rippen abgeschert werden.

Brüggemann [16], Gigla [53], Haberland [57], Hempel [62], Maus [89] und Warnecke [129] beschäftigten sich mit dem Verbundverhalten von Nadelankern im Mauerwerk. Sie führten Ausziehversuche mit Nadelankern aus unterschiedlichen Versuchskörpern durch. Eine Zusammenstellung der bisher veröffentlichten Untersuchungsergebnisse zur Verbundfestigkeit von Verpreßankern von Mauerwerk ist in [53] aufgeführt. Im weiteren wird auf die Arbeit von Gigla eingegangen.

Auf der Grundlage der Arbeit von Brüggemann [16] gab Pieper [103] für die Berechnung der Verbundlängen  $l_b$  die Gleichungen 2.17 und 2.18 in Abhängigkeit von dem Nadelanker Durchmesser  $d_{na}$  und dem vorhandenen Steinmaterial an. In der Abbildung 2.8 sind die Verankerungslängen der Nadelanker in den Außenschalen schematisch dargestellt.

$$l_b = 9 + 9 \cdot d_{na} \quad \text{im Ziegelmauerwerk} \quad (2.17)$$

$$l_b = 12 + 12 \cdot d_{na} \quad \text{Bruchsteinmauerwerk} \quad (2.18)$$

Gigla [53] gibt in Abhängigkeit vom Mauerwerk zur Einhaltung der Verbundfestigkeit die folgenden Mindestverbundlängen  $l_b$  an:

$$l_b = 15,0 \text{ cm} \quad \text{im monolithischen Stein}$$

$$l_b = 19,0 \text{ cm} \quad \text{im Fugenschnitt von Ziegelmauerwerk}$$

$$l_b = 43,0 \text{ cm} \quad \text{im Fugenschnitt von Quadermauerwerk}$$

Bei besonders kurzen Verankerungslängen wird verschiedentlich eine Endverankerung des Nadelankers vorgenommen. Bei Gewi-Stählen wird in den meisten Fällen eine Mutter in Kombination mit einer Unterlegscheibe verwendet. Bei der Verwendung eines Ankerkopfes muß der Bohrdurchmesser im Mauerwerk an der Stelle der Verankerung erhöht werden, Abbildung 2.9. Dies bedeutet einen weiteren Verlust der Originalsubstanz. Zusätzlich muß die Toleranz aus dem Gewinde der Endverankerung durch eine zusätzliche Dehnung des Nadelankers abgebaut werden.

Gigla [53] führte Versuche mit Nadeln aus nichtrostendem Betonrippenstahl, Gewindestangen und Spannstäben mit Durchmessern zwischen 10 und 26,5 mm durch. Zur dauerhaften Instandsetzung

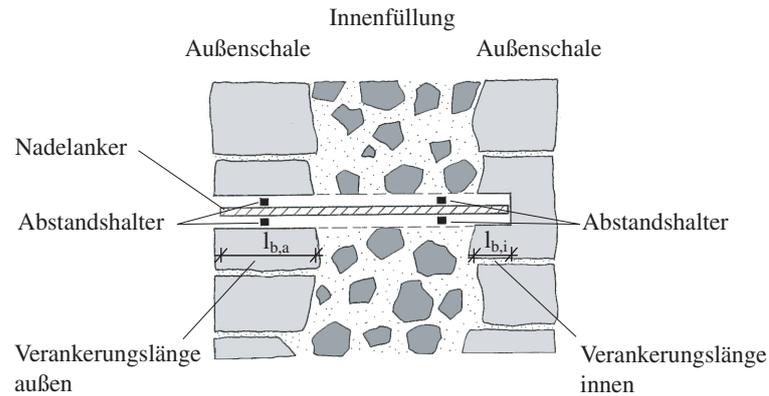


Abbildung 2.8: Verankerungslängen der Nadelanker in den Außenschalen mehrschaligen Mauerwerks nach Wenzel [132]

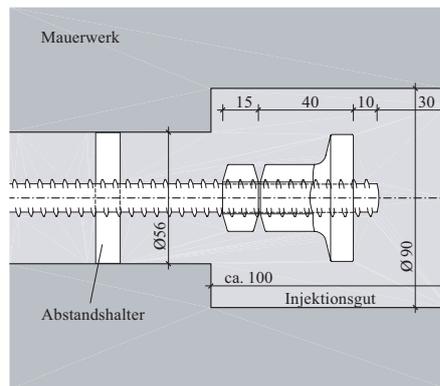


Abbildung 2.9: GEWI-Endverankerung, gekontert

von Baudenkmalern empfiehlt er grundsätzlich nichtrostende Betonrippenstähle. Der zu verwendende Ankerstabdurchmesser soll, um eine bessere Ausnutzung bei Verankerung auf Verbund zu erreichen, durch das günstigere Verhältnis zwischen Umfang und Querschnitt, begrenzt werden. Die Vernadelung mit Gewindestäben zeigte in den Versuchen von Gigla ähnliche Ergebnisse hinsichtlich der Verbundeigenschaften wie Betonrippenstähle. Jedoch sind die zulässigen Zugkräfte infolge der Kerbwirkung bei Gewindestäben geringer als bei Betonrippenstählen. Bei Verwendung von nichtrostenden Nadelankern kann nach Gigla der Bohrlochdurchmesser minimiert werden. Im Bereich der Verankerung kann dieser unabhängig vom Korrosionsschutz gewählt werden. Treten Fugen in der Verbundstrecke auf, so muß der ermittelte Wert für die Verbundfestigkeit um den Faktor  $\phi_J$  abgemindert werden. Im weiteren empfiehlt Gigla zur optimalen Ausnutzung der Verbundfestigkeit und wirkungsvollen Verstärkung des Mauerwerks einen möglichst großen Anteil der Verpreßkörperoberfläche innerhalb der Steine.

Die Bemessung der Nadelanker, um das Aufreißen des Stein-Mörtel-Verbundes oder ein Zugversagen umgebender Steine auszuschließen, wird nach Gigla [53] aus dem Bemessungswert der Verbundfestig-

keit  $X_{A,d}$ , des Ankerwiderstandes  $R_{A,d}$  und der Begrenzung der Zugkraft im Nadelanker  $F$  nach den Gleichungen 2.19, 2.20 und 2.21 berechnet.

$$X_{A,d} = \frac{\phi_J}{\gamma_M} \cdot \left( \frac{f_{G,c^2}}{500} + X_{B,W} \right) \quad (2.19)$$

$$R_{A,d} = X_{A,d} \cdot \frac{A_B}{A_{G,d}} \cdot A_{A,d} \quad (2.20)$$

$$F \leq \frac{1,9 \cdot f_{B,t} \cdot L_b \cdot \pi \cdot d_B \cdot (h_s^2 - d_b^2)}{\gamma_m \cdot \tan(\varphi) \cdot (d_b^2 + h_s^2)} \quad (2.21)$$

$f_{G,c}$	Druckfestigkeit des Verpreßgutes, nach DIN 18555-3 $16,6 \frac{N^2}{mm} \leq f_{G,c} \leq 38,7 \frac{N^2}{mm}$ $f_{G,ct} \geq \frac{f_{G,c}}{8} \geq 2,0 \frac{N^2}{mm}$
$f_{G,ct}$	Biegezugfestigkeit des Verpreßgutes, nach DIN 18555-3
$X_{B,W}$	Verbundfestigkeitssteigerung in wassersaugendem Steinmaterial $X_{B,W} = 0 \dots 15 \frac{N^2}{mm}$
$\phi_J$	Abminderungsfaktor bei Verbund im Bereich von Fugen, $\phi_J = 0,5$
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für die Verbundfestigkeit, $\gamma_M \geq 1,35$
$A_B$	Äußere Ankerverbundfläche im Stein
$A_J$	Äußere Ankerverbundfläche in der Fuge
$A_{G,d}$	Äußere Ankerverbundfläche, entspricht der Verpreßkörpermantelfläche $A_{G,d} = A_B + A_J$
$A_{A,d}$	Ankerverbundfläche
$d_s$	Bohrlochdurchmesser
$h_s$	Steinhöhe in maßgebender Versagensebene
$\tan\varphi$	Neigungswinkel zwischen Drucktrajektorien und Stabachse $\varphi = 50^\circ$ in wassersaugendem Steinmaterial $\varphi = 60^\circ$ in nicht wassersaugendem Steinmaterial
$f_{B,t}$	Steinzugfestigkeit
$\gamma_{m,B}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Steinzugfestigkeit $\gamma_{m,B} \geq 1,5$

### 2.5.3 Vorspannen

Das Vorspannen von altem Mauerwerk wird dann angewendet, wenn klaffende Risse auftreten oder künftigen Ribbildungen entgegengewirkt werden soll. In Abhängigkeit von der Spanngliedführung wird das Mauerwerk senkrecht oder parallel zur Lagerfuge vorgespannt. Durch das Aufbringen einer Vorspannkraft senkrecht zum Ribverlauf und die daraus resultierenden Druckspannungen im Mauerwerk können im Gegensatz zum gerissenen Querschnitt Schubkräfte übertragen und auftretende Zugkräfte aufgenommen werden. Das Vorspannen alter Konstruktionen ermöglicht, den Kraftfluß umzulenken beziehungsweise zu korrigieren. Haller [59] untersuchte die Vorspannung mit Verbund von historischem Mauerwerk.

Wie auch im Stahlbetonbau, kann die Vorspannung mit und ohne Verbund ausgeführt werden. Bei Vorspannung ohne Verbund muß die Überprüfung der Spannglieder sowie das nachträgliche Korrigieren der Vorspannkraft ermöglicht werden. Im weiteren muß beim Vorspannen ohne Verbund eine

erhöhte Aufmerksamkeit in Bezug auf den Korrosionsschutz des Spanngliedes aufgebracht werden. Durch das Vorspannen ohne Verbund ist das nachträgliche Austauschen der Spannglieder möglich. Von Nietzold [96] wurde weiterführend auf den Erkenntnissen von Haller das Vorspannen ohne Verbund bei historischen Bauten untersucht.

Als Spannanker können alle Spannstähle, die eine bauaufsichtliche Zulassung besitzen und in der DIN 4227 [28] aufgeführt sind, eingebaut werden. Die zur Instandsetzung alter Mauerwerkskonstruktionen verwendeten Spannanker haben in der Regel einen Durchmesser von 15 bis 36mm bei einer Festigkeitsklasse von 885/1080 und 835/1030. Die aufgebrauchte Vorspannkraft liegt im Bereich von 150-250kN, [42], [131]. Die Verankerung des Spanngliedes erfolgt durch Ankerkörper aus Stahlbeton oder Stahl oder durch Verbundwirkung, Abbildung 2.10. Durch die punktuelle Einleitung der Kräfte aus dem Ankerkörper wird das Mauerwerk senkrecht oder parallel durch eine Teilflächenpressung beansprucht. Diese Teilflächenpressung hinter dem Ankerkörper aus Stahlbeton oder Stahl muss nach DIN 1053 Teil 1 [24] nachgewiesen werden. Durch die Einleitung einer Einzellast entstehen im Bereich zwischen der Ankerplatte und der Zone gleichmäßig verteilter Druckspannungen Querspannungen. Diese müssen entweder durch die Auflast überdrückt oder durch die Anordnung von Nadelankern aufgenommen werden. Die Größe der notwendigen vertikalen Auflast zum Überdrücken der Zugspannungen werden in [59] angegeben. In Querrichtung zur Wand sind grundsätzlich in dem Einleitungsbereich der Vorspannkraft Nadelanker anzuordnen. Die Größe der aufzunehmenden Querspannungen werden nach Leonhardt [80] in Abhängigkeit von den Geometrieverhältnissen der Ankerplatte und der Dicke des Bauteiles sowie der Vorspannkraft berechnet. Haller [59] gibt an, daß Spaltzugkräfte von 1/4 der Vorspannkraft durch die Nadelanker aufzunehmen sind. Die Nadelanker sind auf das 1,5fache der anteiligen Zugkraft zu bemessen. Pieper [103] empfiehlt bei vorgespanntem historischem Mauerwerk mindestens vier Nadelanker einzubauen, die zusammen eine Tragkraft von 50 Prozent der Ankerkraft aufweisen.

In Mauerwerkswänden, die in vertikaler Richtung extern oder stark exzentrisch vorgespannt werden, besteht die Gefahr des Knickens. Werden die Innenfüllungen mehrschaliger Mauerwerkswände vertikal vorgespannt, können daraus Ausbauchungen der Außenschale resultieren, [42] und [59].

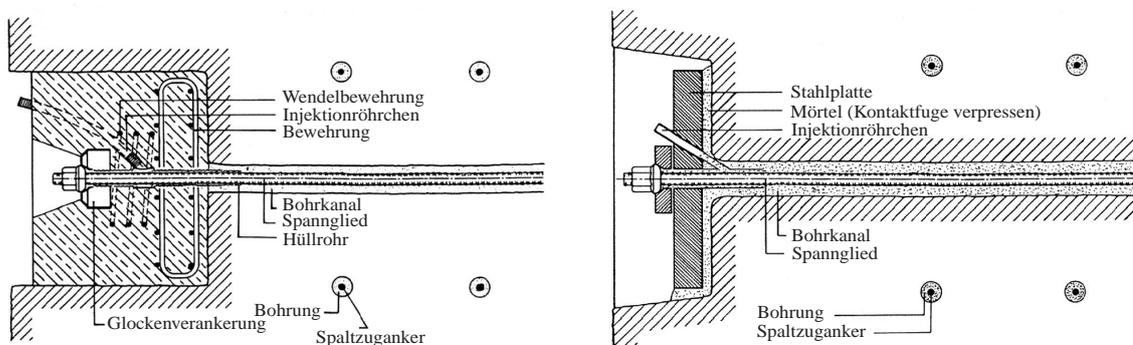


Abbildung 2.10: Endverankerung

## Kapitel 3

# Trag- und Bruchverhalten der Außenschalen bei mehrschaligen Mauerwerk mit weicher Innenfüllung

### 3.1 Modelle zur Ermittlung der Lasten auf die Außenschalen infolge der weichen Innenfüllung

Wie bereits in Kapitel 2.1.2 beschrieben, werden die Außenschalen bei mehrschaligen Mauerwerkswänden mit weicher Innenfüllung zusätzlich auf Biegung beansprucht. Theoretische Ansätze beziehungsweise Modelle, die die Zusammenhänge zwischen dem vorhandenen Gefügestand der Innenfüllung und den daraus resultierenden Lasten auf die Außenschalen erfassen, werden bisher in der Literatur nicht aufgeführt. Zur Berechnung der angreifenden Lasten werden die folgenden Theorien und Modelle angewendet und für die Anwendung auf mehrschaliges Mauerwerk diskutiert:

- klassische Erddrucktheorien von Coulomb und Rankine
- Silotheorie von Janssen und Caquot

Die klassische Erddrucktheorie von Coulomb und Rankine geht von einem unbegrenzten Erdkörper aus. Bei der Berechnung des Erddruckes nach der Coulombschen Erddrucktheorie wird von der Wand, die sich vom Erdreich abneigt, und einem nachrutschenden Erdkeil, dessen Gleitfläche eine Ebene ist, ausgegangen.

Die Ausbildung der Gleitfläche nach den beiden Erddrucktheorien kann bei mehrschaligem Mauerwerk erst ab einer bestimmten Dicke der Innenfüllung  $t_i$  auftreten. Damit sich die Gleitfläche ausbilden kann, muß die Bedingung in der Gleichung 3.1 erfüllt sein.

$$t_i = b > \frac{h}{\tan\theta_a} \quad (3.1)$$

Wird die Gleichung 3.1 eingehalten, ist eine Berechnung der horizontalen Lasten mit der klassischen Erddrucktheorie möglich. In der Regel stellt die Innenfüllung einer mehrschaligen Mauerwerkswand

keinen unendlichen Halbraum dar. Die Berechnung der Innenfüllung nach der klassischen Erd-drucktheorie nach Coulomb muß für den Sonderfall der begrenzten Hinterfüllung erfolgen.

Buchwald [15], Culmann [17], Keppner [72] und Winkler [134] entwickelten grafische Näherungsverfahren zur Ermittlung der Erddruckkräfte bei begrenzter Hinterfüllung.

Keppner und Winkler gehen bei ihren Annahmen davon aus, daß die wirkende Erddruckkraft ohne Rücksicht auf die Hinterfüllung bestimmt wird. Die Gleitfläche wird parallel verschoben, bis sie durch den Kopfpunkt *A* der rückwärtigen Begrenzungswand verläuft. Die Gleitfläche schneidet die beanspruchte Wand in der Tiefe  $h' = \tan\vartheta \cdot b$ . Ab diesem Punkt verläuft die Erddruckkraft konstant bis zum Fußpunkt der Stützwand, Abbildung 3.1.

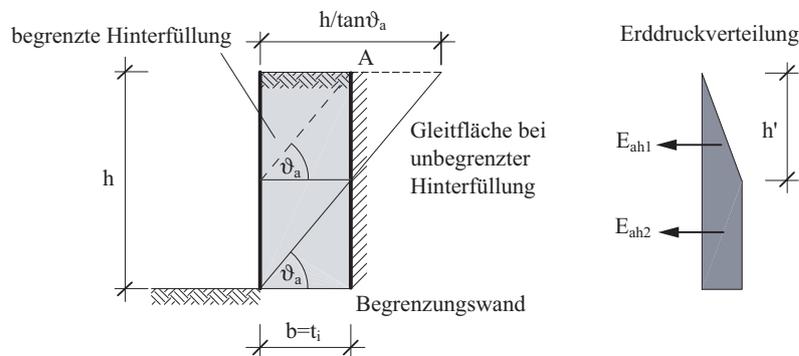


Abbildung 3.1: Berechnung des aktiven Erddruckes bei begrenzter Hinterfüllung nach Keppner [72] und Winkler [134]

Nach Buchwald werden zunächst die Erddruckfläche sowie die Gleitfläche für die unbegrenzte Hinterfüllung ermittelt, Abbildung 3.2.

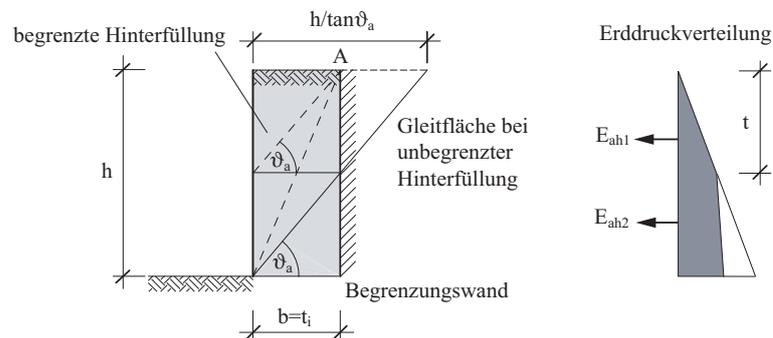


Abbildung 3.2: Berechnung des aktiven Erddruckes bei begrenzter Hinterfüllung nach Buchwald [15]

Zur Ermittlung des maßgebenden, größtmöglichen Erddruckwertes nach Culmann werden verschiedene mögliche Gleitflächen gezeichnet, Abbildung 3.3. Zu den einzelnen Gleitflächen wird der jeweilige Erddruck berechnet. Aus diesen Größen wird das Maximum des Erddruckes ermittelt. Minnich

und Stöhr geben in [92] eine analytische Lösung des zeichnerischen Culmann-Verfahrens an. Nach Metzner [91] weichen die ermittelten Erddruckkräfte aus den einzelnen grafischen Verfahren bis zu 40% voneinander ab.

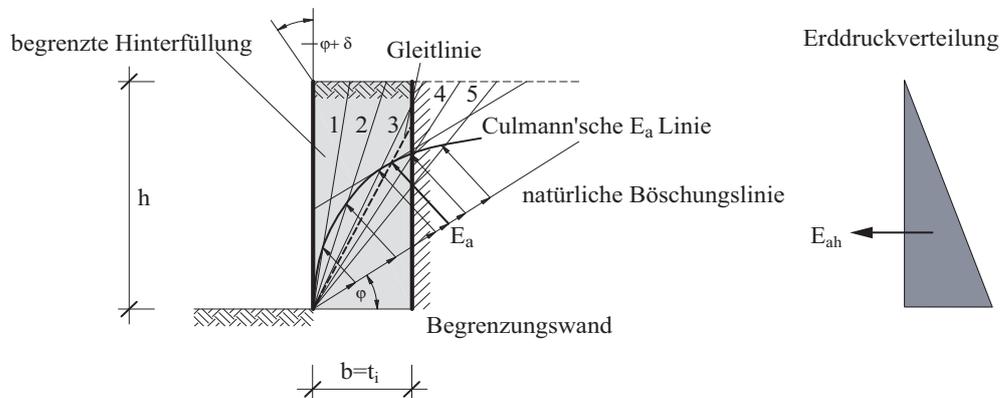


Abbildung 3.3: Berechnung des aktiven Erddruckes bei begrenzter Hinterfüllung nach Culmann

In [54] wird eine analytische Näherungslösung zur Berechnung des Erddruckes bei begrenzter Hinterfüllung angegeben. Diese Näherungslösung beruht auf den Annahmen von Keppner und Winkler, daß ab einer Tiefe  $h' = \tan\vartheta \cdot b$  die Erddrucklast nicht mehr zunimmt. Ab der Höhe  $h'$  herrscht Gleichgewicht zwischen dem Gewicht der Schicht  $\Delta G$  und der am Umfang der Schicht wirkenden Reibungskraft  $\Delta R$ , Abbildung 3.4. Die Höhe  $h'$  wird nach der Gleichung 3.2 berechnet.

$$h' = \frac{0,5 \cdot b}{k_{ah} \cdot \tan \delta} \quad (3.2)$$

Die maximal resultierende Erddruckspannung  $e_{h,max}$  ergibt sich aus der Gleichung 3.3.

$$e_{h,max} = \frac{0,5 \cdot b \cdot \gamma^{(i)}}{\tan \delta} \quad (3.3)$$

$e_{h,max}$	maximal resultierende Erddruckspannung
$b = t_i$	Breite der Hinterfüllung bzw. Dicke der Innenfüllung
$\gamma^{(i)}$	Wichte der Hinterfüllung bzw. der Innenfüllung
$\delta$	Wandreibungswinkel

Diese Methode der Ermittlung der Erddrucklasten stellt eine Annäherung an die Silotheorie von Janssen [70] dar. In unendlicher Tiefe entsprechen die nach Gleichung 3.3 ermittelten Lasten denen nach der Silotheorie.

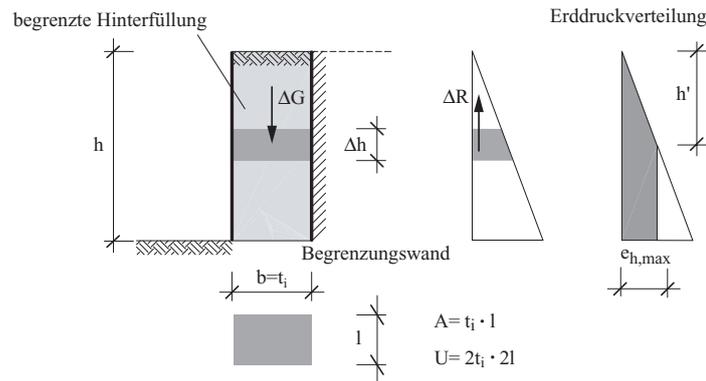


Abbildung 3.4: Näherungslösung zur Berechnung der maximalen Erddruckspannung  $e_{h,max}$  bei begrenzter Hinterfüllung

Ausgehend von Versuchen an Modellsilos formulierte Janssen [70] die Gleichungen 3.4-3.6 zur Berechnung der Silodrücke  $q_v, q_h, q_w$ . Die Silotheorie geht von einer gleichmäßigen Verteilung der Vertikalspannungen über die Silobreite aus. Das Eigengewicht der Innenfüllung  $\gamma_i$  wird zum Teil über die Wandreibung auf die Außenschalen übertragen, Abb. 3.5.

$$q_v = \frac{\gamma_i \cdot A}{\tan \delta \cdot \lambda \cdot U} \left(1 - e^{-\frac{\tan \delta \cdot \lambda \cdot U \cdot h}{A}}\right) \quad \text{Vertikallast} \quad (3.4)$$

$$q_h = \frac{\gamma_i \cdot A}{\tan \delta \cdot U} \left(1 - e^{-\frac{\tan \delta \cdot \lambda \cdot U \cdot h}{A}}\right) \quad \text{Horizontallast} \quad (3.5)$$

$$q_w = \frac{\gamma_i \cdot A}{U} \left(1 - e^{-\frac{\tan \delta \cdot \lambda \cdot U \cdot h}{A}}\right) \quad \text{Wandreibungslast} \quad (3.6)$$

$A$	innere Siloquerschnittsfläche	
$U$	innerer Siloumfang	
$\gamma_i$	spezifisches Gewicht des Füllmaterials	
$\delta$	Wandreibungswinkel	$\tan \delta = \frac{q_w}{q_h}$ , (Abb.3.7)
$\lambda$	Horizontaldruckverhältnis	$\lambda = \frac{q_h}{q_v}$
$\mu$	Wandreibungsbeiwert	$\mu = \frac{q_w}{q_h} = \tan \delta$
$h$	größte Siloguthöhe	

Zur Anwendung der Silotheorie von Janssen [70] auf mehrschaliges Mauerwerk muß die Innenfüllung aus einem feinteiligen, kohäsionslosen Material bestehen und eine unnachgiebige Begrenzung der Innenfüllung vorhanden sein.

Nach DIN 1055 Teil 6 [26] kann in Abhängigkeit von der Form und Größe des Zellenquerschnittes für den Sonderfall der Spaltzelle nach Abbildung 3.6 der wirksame Siloradius  $r_s$ , das Verhältnis von Fläche  $A$  zu Umfang  $U$ , nach Gleichung 3.7 berechnet werden. Dieser Zellenquerschnitt entspricht der Innenfüllung der mehrschaligen Mauerwerkswand. Die Last in unendlicher Siloguttiefe wird nach den Gleichungen 3.8 - 3.10 berechnet.

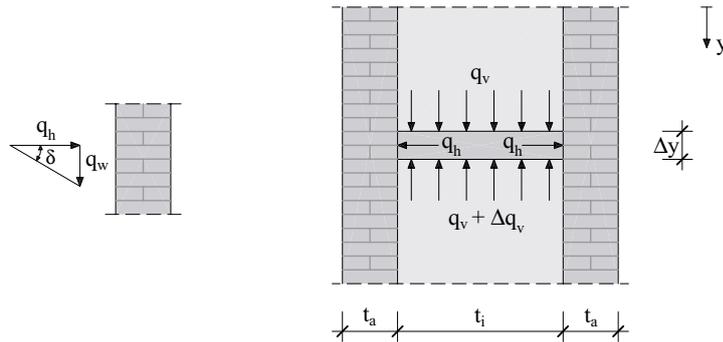
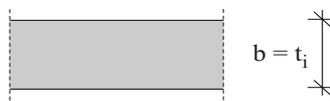


Abbildung 3.5: Komponenten der Lasten in der Silozelle



$$r_s = \frac{A}{U} = \frac{t_i}{2} \quad (3.7)$$

Abbildung 3.6: Definition der Spaltzelle nach DIN 1055 Teil 6 [26]

$$q_v(y) = \frac{\gamma_i \cdot A}{\lambda \cdot \mu \cdot U} \cdot \Phi(y) = \frac{\gamma_i \cdot r_s}{\lambda \cdot \mu} \cdot (1 - e^{-\frac{y}{y_0}}) \quad (3.8)$$

$$q_h(y) = \frac{\gamma_i \cdot A}{\mu \cdot U} \cdot \Phi(y) = \frac{\gamma_i \cdot r_s}{\mu} \cdot (1 - e^{-\frac{y}{y_0}}) \quad (3.9)$$

$$q_w(y) = \frac{\gamma_i \cdot A}{U} \cdot \Phi(y) = \gamma_i \cdot r_s \cdot (1 - e^{-\frac{y}{y_0}}) \quad (3.10)$$

$$\Phi(y) = (1 - e^{-\frac{y}{y_0}}) \quad \text{mit} \quad y_0 = \frac{A}{\lambda \cdot \mu \cdot U} \quad (3.11)$$

Koenen [77] führte als Wert für das Horizontaldruckverhältnis  $\lambda$  das Rankin'sche Grenzspannungsverhältnis für den aktiv-plastischen Zustand ein. Das Horizontaldruckverhältnis  $\lambda$  wird nach der Gleichung 3.12 berechnet und beschreibt das Verhältnis von horizontal zu vertikal wirkendem Druck in dem Silo. Dies entspricht dem Wert des aktiven Erddruckbeiwertes  $k_a$  aus der Bodenmechanik.

$$\lambda = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (3.12)$$

Die Bestimmung des inneren Reibungswinkels  $\varphi$  der Innenfüllung erfolgt bislang ausschließlich über Erfahrungswerte. Brüggemann [16] gibt den inneren Reibungswinkel auf Grund subjektiver Beobachtungen an Ausbruchstellen in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte mit  $\varphi = 45 - 60^\circ$  an. Der Wandreibungswinkel  $\delta$  berechnet sich nach Gudehus [55] bei einer sehr rauhen Rückseite, zum Beispiel bei Natursteinen, mit  $\delta = \varphi$  und bei ziemlich rauher Rückseite, zum Beispiel Beton, mit  $\delta = 2/3\varphi$ . Es ergeben sich somit nach Koenen Werte für das Horizontaldruckverhältnis  $\lambda$  zwischen 0,07 und 0,18. Neuwald-Burg, Ahmad Sabha, Lutz Vogt geben in [97] an, daß durch die sehr rauhen und verzahnten Innenseiten der Außenschalen der Wandreibungswinkel  $\delta$  gleich dem Winkel der inneren Reibung  $\varphi$  der kohäsionslosen Innenfüllung gesetzt werden kann. Eine Zusammenfassung über die unterschiedlichen Theorien zur Berechnung des Wertes für das Horizontaldruckverhältnis  $\lambda$  wurde von Metzner in [91] aufgeführt.

Als Grenzzustände ergeben sich die Lasten nach der Silotheorie nach den Gleichungen 3.13 - 3.15. Der grafische Verlauf der Druckzunahme entspricht der einer logarithmischen e-Funktion, Abbildung 3.7. Durch diesen Verlauf der Druckzunahme nähern sich die Drücke mit zunehmender Tiefe  $h$  asymptotisch dem Grenzwert. Ab der Tiefe  $y/b = y/t_i \approx 8 - 10$  können die Spannungen als konstant angesehen werden.

$$q_v(y) = q_{v,max} = \frac{\gamma_i \cdot A}{\lambda \cdot \mu \cdot U} \quad (3.13)$$

$$q_h(y) = q_{h,max} = \frac{\gamma_i \cdot A}{\mu \cdot U} \quad (3.14)$$

$$q_w(y) = q_{w,max} = \frac{\gamma_i \cdot A}{U} \quad (3.15)$$

Dahmann gibt in [35] drei unterschiedliche Fälle für die konstruktive Lastumlagerung an, siehe Abbildung 2.7. Dabei wird auch der Fall aufgeführt, daß an der Oberkante der mehrschaligen Mauerwerkswand vertikale Lasten eingeleitet werden. Die hier aufgeführte Silotheorie von Janssen berücksichtigt diesen Fall jedoch nicht.

Kézdi gibt in [74] die von Terzaghi [123] erweiterten Formeln zur Berechnung der Lasten nach der Silotheorie nach Janssen für den Fall an, daß vertikale Zusatzlasten  $q'$  an der Oberkante der mehrschaligen Mauerwerkswand eingeleitet werden. Die Anwendung dieses Verfahrens auf die Berechnung der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen wird in dem Kapitel 5.2.3 vertiefend untersucht.

$$q_w(y) = \frac{t_{i'} \cdot \gamma_i}{\lambda \cdot \tan \delta} \cdot \left[ 1 - e^{-\frac{\lambda \cdot \tan \delta \cdot y}{t_{i'}}} \right] + q' \cdot \left[ e^{-\frac{\lambda \cdot \tan \delta \cdot y}{t_{i'}}} \right] \quad \text{und} \quad \lambda = \frac{q_h}{q_v} \quad (3.16)$$

$$\text{folgt} \quad q_h(y) = \frac{t_{i'} \cdot \gamma_i}{\tan \delta} \cdot \left[ 1 - e^{-\frac{\lambda \cdot \tan \delta \cdot y}{t_{i'}}} \right] + \lambda \cdot q' \cdot \left[ e^{-\frac{\lambda \cdot \tan \delta \cdot y}{t_{i'}}} \right] \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned} t_{i'} &= \frac{t_i}{2} = r_s && \text{Abstand der lotrechten Gleitflächen} \\ q &&& \text{vertikale Auflast an der Oberfläche} \\ y_0 &= \frac{t_i'}{\lambda \cdot \tan \delta} \end{aligned}$$

$$\text{folgt} \quad q_h(y) = \frac{r_s \cdot \gamma_i}{\tan \delta} \cdot \left[ 1 - e^{-\frac{y}{y_0}} \right] + \lambda \cdot q' \cdot \left[ e^{-\frac{y}{y_0}} \right] \quad (3.18)$$

Caquot [130] entwickelte eine Theorie zur Ermittlung der Lasten auf die Silowände auf der Grundlage, daß sich zwischen den Silowänden ein parabolisches Silogutgewölbe einstellt, Abbildung 3.8. Bei dieser Theorie wird davon ausgegangen, daß das Eigengewicht der Innenfüllung über das sich einstellende Gewölbe auf die unverschieblich angenommene Außenschale übertragen wird. Die Außenschalen werden somit durch vertikale und horizontale Flächenlasten beansprucht. In den oberen Bereichen der Außenschale werden nach der Theorie von Caquot - gegenüber der von Janssen - größere Horizontaldrücke auf die Außenschale erreicht. Metzner [91] empfiehlt, bei Verhältnissen  $b/h < 0,5$  die horizontalen Drücke auf die Wände nach der Silotheorie von Janssen [70] oder Caquot [130] zu berechnen. Im weiteren gibt Metzner an, dass mit den grafischen Verfahren von Buchwald und Culmann hinreichend genau die Erddrücke ermittelt werden können.

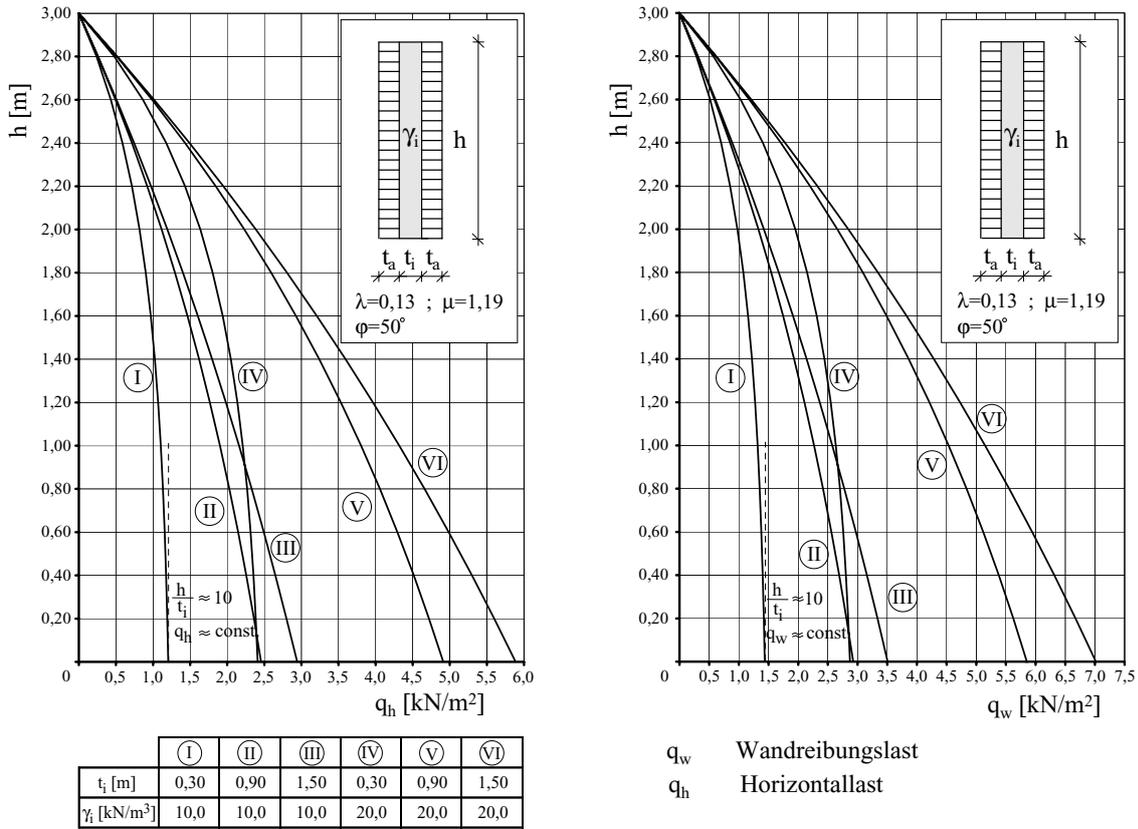


Abbildung 3.7: Vertikale und horizontale Lasten auf die Außenschalen infolge unterschiedlicher Dicke der Innenfüllung  $t_i$  und unterschiedlicher Wichte der Innenfüllung  $\gamma_i$

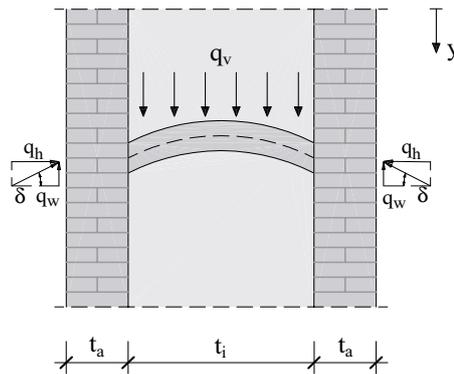


Abbildung 3.8: Silotheorie von Caquot

Im Anhang Abbildung A.10 sind die horizontalen Drücke nach der Silotheorie und dem Näherungsverfahren zur Berechnung der Erddrücke bei begrenzter Hinterfüllung beziehungsweise nach der klassischen Erddrucktheorie dargestellt. Variiert wurden im weiteren die Dicke der Innenfüllung  $t_i$  sowie deren Wichte  $\gamma_i$ . Aus dem Diagramm in Abbildung A.10 wird ersichtlich, daß die Lasten nach der Erddrucktheorie mit begrenzter Hinterfüllung größer sind als die nach der Silotheorie.

Neuwald-Burg, Ahmed Sabha und Lutz Vogt [97] wählen den Ansatz für die Ermittlung der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschale in Abhängigkeit vom dem Gefügestand der Innenfüllung. Sie geben die folgenden Lastansätze an.

- Feinteiliges Füllmaterial                      Ansätze nach der Erddrucktheorie
- Feinkörniges Füllmaterial                      Silomodell
- Füllungen mit geringem Feinkornanteil      Kugelmodell

Sie geben an, daß die resultierenden Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen stark durch die Kornform und die Art der Schichtung der trockenen, mörtelarmen Innenfüllung beeinflußt werden. Aus Innenfüllungen mit runden Steinen wirken höhere Drücke auf die Außenschalen als bei Innenfüllungen aus plattigen Steinen oder Quadern.

In den Versuchen von Neuwald-Burg, Ahmad Sabha und Lutz Vogt hat sich gezeigt, daß für feinkörniges Material der Innenfüllung die Lasten aus der Innenfüllung am besten durch die Silotheorie beschrieben werden können. Besteht die Innenfüllung aus einem grobkörnigen Füllmaterial, können die Lasten auf die Außenschalen aus der Kombination der Modelle nach der Silotheorie und dem Kugelmodell eindeutiger beschrieben werden als ausschließlich aus einem dieser Modelle. Hierbei wird das Horizontaldruckverhältnis  $\lambda$  nach dem Kugelmodell formuliert und die Spannungsverteilung nach dem Silomodell beschrieben.

Für die weiteren Berechnungen der Außenschalen der mehrschaligen Mauerwerkswand wird der Ansatz der Silotheorie nach Janssen [70] zur Berechnung der Lasten aus der Innenfüllung angewendet. In der Abbildung 3.9 sind die Lastkomponenten und ihre Bezeichnungen für die Berechnung der Außenschale dargestellt. Für den Standsicherheitsnachweis der Außenschalen ist die Schnittgrößenermittlung durch die angreifenden Lasten aus der Innenfüllung und die am Wandkopf angreifenden Lasten erforderlich. In der Literatur wird keine analytische Lösung zur Berechnung der Schnittgrößen bei Anwendung der Silotheorie nach Janssen angegeben. Reimbert et al. [109] berechnen die Schnittgrößen von horizontal beanspruchten Silowänden durch die Idealisierung des Silos im Querschnitt als Rahmentragwerk. Diese Ansätze können jedoch auf die Außenschalen mehrschaligen Mauerwerks nicht angewendet werden. Aus Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Ansätzen für die Beschreibung der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen hat sich gezeigt, daß durch die Verwendung der in den Tabellenwerken aufgeführten Formeln die Schnittgrößen hinreichend genau berechnet werden können. Die genauesten Ergebnisse werden erreicht, wenn für die Last aus der Innenfüllung die Form einer quadratischen Parabel mit ihrem Maximalwert am Fußpunkt gewählt wird, Abbildung 3.10.

$$q_h(y) = \frac{\gamma_i \cdot A}{\mu \cdot U} \cdot \Phi(y) = \frac{\gamma_i \cdot r_s}{\mu} \cdot (1 - e^{-\frac{y}{y_0}})$$

$$q_w(y) = \frac{\gamma_i \cdot A}{U} \cdot \Phi(y) = \gamma_i \cdot r_s \cdot (1 - e^{-\frac{y}{y_0}})$$

$$y_0 = \frac{A}{\lambda \cdot \mu \cdot U}$$

$$\lambda = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), \quad \varphi = 45 - 60^\circ$$

$$r_s = \frac{A}{U} = \frac{t_i}{2}$$

$$\mu = \frac{q_w}{q_h} = \tan \delta$$

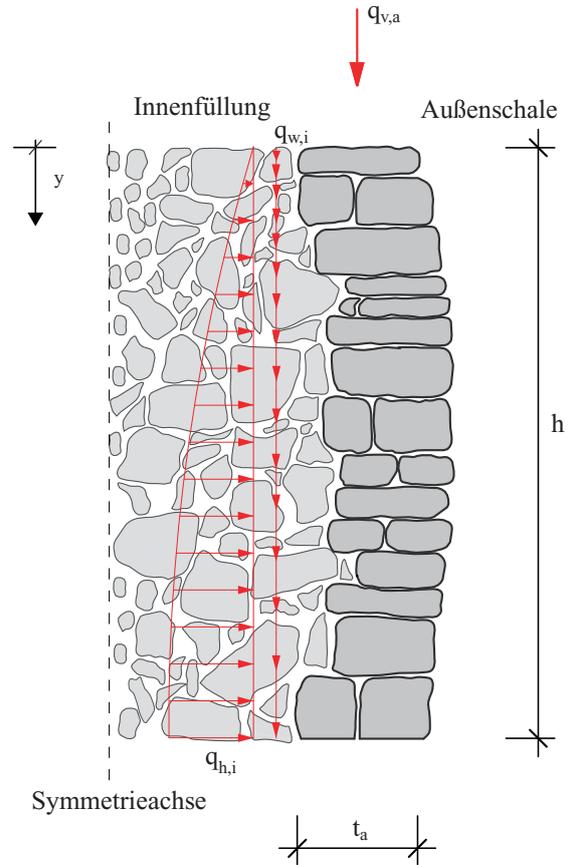


Abbildung 3.9: Lastkomponenten  $q_{h,i}$  und  $q_{w,i}$  auf die Außenschalen zur Berechnung der Außenschalen in den folgenden Kapiteln, Symmetrieachse der mehrschaligen Mauerwerkswand in der Symmetrieachse der Innenfüllung

statisches System der Außenschale			Lastansätze
			Gleichlast
			Dreieckslast
			quadr. Parabel
			M-Verlauf

Abbildung 3.10: Berechnung der Schnittgrößen der Außenschale unter Verwendung unterschiedlicher Ansätze zur Beschreibung des Verlaufes der Last aus der Innenfüllung auf die Außenschale

## 3.2 Beanspruchung der Außenschalen von unverbessertem mehrschaligem Mauerwerk mit weicher Innenfüllung

Wie in Kapitel 3.1 erläutert wurde, werden die Außenschalen mehrschaliger Mauerwerkswände, deren Innenfüllung aus einem weichen, nicht von sich aus standsicheren Material besteht, durch horizontale und vertikale Lasten beansprucht. Zusätzlich wirken auf die Außenschalen vertikale Kräfte durch ihr Eigengewicht sowie vertikale Lasten aus darüberliegenden Konstruktionen. Diese Lasten rufen die folgenden Beanspruchungen in den Außenschalen hervor:

- Druck → infolge vertikaler Lasten
- Biegung → infolge der Silolasten und einer exzentrisch angreifenden Vertikallast
- Schub → infolge der Lasten aus der Innenfüllung

In den folgenden Abschnitten wird das Tragverhalten und das Versagen von Mauerwerk bei den aufgeführten Beanspruchungen aufgeführt und diskutiert.

### 3.2.1 Mauerwerk unter einachsiger Druckbeanspruchung

Die vertikal angreifenden Lasten aus dem Eigengewicht der Konstruktion sowie die vertikalen Lasten aus den Sekundärkonstruktionen erzeugen in den Außenschalen eine Druckbeanspruchung. Die Druckfestigkeit von Mauerwerk ist wesentlich größer als die Festigkeit bei Zug- und Biegebeanspruchung. Die Druckfestigkeit von Mauerwerk wird im wesentlichen durch die folgenden Parameter beeinflusst:

- Druckfestigkeit der Steine und des Mörtels
- Verformungsverhalten der Steine und des Mörtels
- Steinformat und Dicke der Lagerfugen
- Saug- und Haftfähigkeit der Steine
- Verbund zwischen Stein und Mörtel (Haftscherfestigkeit)

In der Regel ist die Druckfestigkeit des Steines höher als die des Mörtels, insbesondere bei historischen Konstruktionen.

Hilsdorf [65] untersuchte das Bruchverhalten von zentrisch gedrücktem Mauerwerk. Das Versagen von Mauerwerk bei zentrisch gedrücktem Mauerwerk tritt nach Hilsdorf dann auf, wenn die Druckfestigkeit des Mörtels überschritten wird und dieser sich in Querrichtung verformt. Diese Querdehnung wird durch den Stein behindert. Im Mauerwerk stellt sich ein dreidimensionaler Spannungszustand ein, Abbildung 3.11.

Wird die Querdehnung des Mörtels durch den Stein behindert, entstehen im Stein Querkzugspannungen senkrecht zur Belastungsrichtung, welche zum Aufreißen des Steines in vertikaler Richtung führen. Die Druckfestigkeit von vertikal beanspruchtem Mauerwerk wird somit im wesentlichen von der Querkzugfestigkeit des Steines und der Querdehnung des Mörtels beeinflusst.

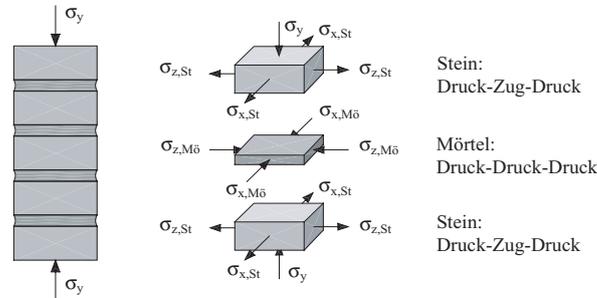


Abbildung 3.11: Innerer Spannungszustand von zentrisch gedrücktem Mauerwerk mit Mörtelfugen

Das Versagenskriterium für zentrisch beanspruchtes Mauerwerk von Hilsdorf ist in der Abbildung 3.12 dargestellt. Es wird dabei davon ausgegangen, daß die Querkzugspannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_z$  gleich sind.

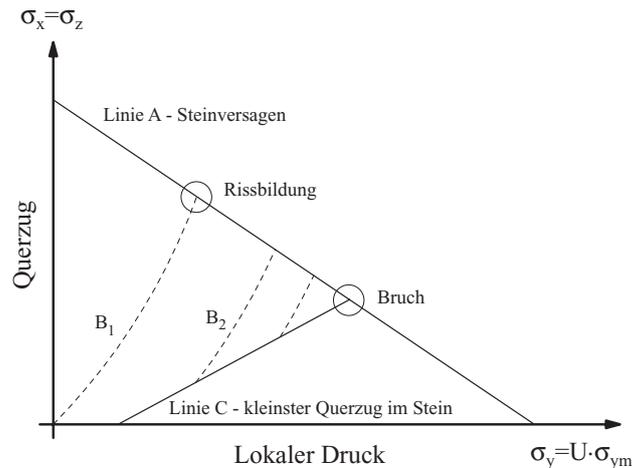


Abbildung 3.12: Bruchkriterium nach Hilsdorf [65] für Mauerwerk unter Druckbeanspruchung

Die Linie A stellt die Bruchkurve für den Stein unter zweiachsiger Druck-Zug-Belastung dar. Hilsdorf nimmt den Verlauf der Kurve A nach der Mohr'schen Theorie als linear an. Die Linie C stellt die Bruchkurve des Mörtels unter dreiachsiger Druckbeanspruchung dar. Der Schnittpunkt zwischen der Linie B<sub>1</sub> und der Linie A stellt die erste Rißbildung im Querschnitt dar. Hilsdorf geht davon aus, daß nach Auftreten des ersten Risses die Querkzugspannung im ungerissenen Querschnitt bis zur Mindestquerkzugspannung, dargestellt durch die Linie C, abfällt. Durch Erhöhung der äußeren Belastung steigt diese wieder an, Kurve B<sub>2</sub>. Dieser Vorgang der Rißbildung setzt sich fort. Der Schnittpunkt der Linie A und C stellt den Bruch des Querschnittes dar, wenn für beide Materialien der Grenzzustand erreicht wird.

Zur Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_w$  gibt Hilsdorf [65] die Beziehung in der Gleichung 3.19 an. Hierbei wird davon ausgegangen, daß sich der Mörtel im dreiachsigen Spannungszustand ähnlich dem Beton verhält.

$$f_w = \frac{f_{st} (f''_{z,st} + \alpha \cdot f_{m\ddot{o}})}{U_u (f''_{z,st} + \alpha \cdot f_{st})} \quad \text{und} \quad \alpha = \frac{h_{M\ddot{o}}}{4,1 \cdot h_{St}} \quad (3.19)$$

mit

$f''_{z,st}$	zweiachsige Steinzugfestigkeit
$h_{st}, h_{m\ddot{o}}$	Stein- bzw. Fugenhöhe
$U_u$	Ungleichmäßigkeitskoeffizient

Der Ungleichmäßigkeitskoeffizient  $U_u$  ergibt sich aus dem Verhältnis der maximalen Spannung  $\sigma_y$  zur durchschnittlichen Spannung  $\sigma_{ym}$ . Er ist abhängig von der Struktur des Mauerwerks, der Beschaffenheit der Steine und des Mörtels sowie der Qualität der Ausführung.

Aufbauend auf der Festigkeitshypothese von Hilsdorf untersuchten Khoo und Hendry [75] die Tragfähigkeit von zentrisch beanspruchtem Mauerwerk unter Berücksichtigung der tatsächlichen mehrachsigen Festigkeitseigenschaften von Stein und Mörtel. Die Ergebnisse aus den Versuchen überprüften sie mit Hilfe der Finiten Elemente Methode. Die Bruchkurve erhalten Khoo und Hendry durch die Überlagerung der Bruchkurve für den dreiachsigen Druck von dem Mörtel und der zweiachsigen Druck-Zug-Kurve für den Stein. Werden diese beiden Kurven in ein Diagramm übernommen, stellt der Schnittpunkt der beiden Kurven die Tragfähigkeit des Mauerwerks dar.

Sabha et al. [111] untersuchten das Tragverhalten von quaderförmigem Sandsteinmauerwerk. Sie gehen bei der Formulierung ihrer Bruchtheorie davon aus, dass die Mauerwerkstragfähigkeit maßgeblich von der Mörteldruckfestigkeit, der Steindruckfestigkeit sowie der Steinzugfestigkeit abhängig ist. Basierend auf der Arbeit von Berndt et al. [12] beobachten Sabha et al., daß vor Erreichen der Bruchlast der Mörtel im Randbereich ausbröckelt. Dieses Ausbröckeln tritt dann auf, wenn die vertikale Druckspannung dem zweifachen Wert der Druckfestigkeit des Mörtelprismas entspricht. Durch das Ausbröckeln des Mörtels entstehen im Stein Querspannungen, die ihr Maximum in halber Höhe des Steines erreichen. In der Finiten Elemente Berechnung wurde für den Sandstein ein linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt. Für den Mörtel wurde das nichtlineare Stoffgesetz von Drucker-Prager eingeführt. Aus der Berechnung ergab sich, daß im Inneren der Fuge ein relativ hoher hydrostatischer Spannungszustand entstand. Dies hat zur Folge, daß sich für den Mörtel eine wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit ergibt. Die Tiefe, in der der Mörtel plastifiziert, gibt Sabha mit  $a \approx 2,5 \cdot h_{m\ddot{o}}$  an. Der Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_{w,0}$  berechnet sich somit nach der Gleichung 3.20.

$$f_{w,0} = \frac{2 \cdot k \cdot f_{m\ddot{o}} + f_{s,st}}{k + \frac{f_{z,st}}{f_{st}}} \quad \text{mit} \quad k = \frac{h_{m\ddot{o}}}{b_{St}} \cdot (2,32 \cdot \frac{f_{z,st}}{f_{st}} + 1,6) \quad (3.20)$$

$f_{w,0}$	Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit
$f_{m\ddot{o}}$	Mörteldruckfestigkeit, $f_{M\ddot{o}} = 0,5 - 1,0 \text{ N/mm}^2$
$f_{z,st}$	Steinzugfestigkeit
$f_{st}$	Steindruckfestigkeit
$h_{m\ddot{o}}$	Höhe der Mörtelfugen
$b_{st}$	Breite des Steins

In [112] untersuchten Sabha et al. den Einfluß der Steinhöhe auf das Tragverhalten einschaligen Mauerwerks mit flachen Steinen.

Der Einfluß der Steinhöhe auf die Tragfähigkeit wird durch den Faktor  $\alpha$  berücksichtigt, der das Verhältnis der Querspannungen bei flachen Steinen im Vergleich zu quaderförmigen Steinen darstellt. Der Wert  $k$  aus Gleichung 3.20 wird in Abhängigkeit von dem Faktor  $\alpha$  nach Gleichung 3.21 berechnet.

$$k = \frac{h_{m\ddot{o}}}{b_{st}} \cdot \left( 2,32 \cdot \frac{f_{z,st}}{f_{st}} + 1,6 \cdot \sqrt{\alpha} \right) \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{b_{st}}{h_{m\ddot{o}}} \quad (3.21)$$

Weitere Untersuchungen zum Tragverhalten, zur Mechanik und den Spannungszuständen von zentrisch druckbeanspruchtem Mauerwerk wurden von Probst [106], Schulenberg [118], Ignatakis et al. [68] und Franke [49] mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente beziehungsweise mit der Methode der distinkten Elemente durch Dialer [38] veröffentlicht. Bierwirth gibt in [13] einen umfassenden Überblick über den Inhalt und die Ergebnisse einiger dieser Arbeiten.

In der Praxis wird die Druckfestigkeit von künstlichem Mauerwerk  $f_w$  in der Regel in Abhängigkeit von der Steindruckfestigkeit  $f_{st}$  und der Mörteldruckfestigkeit  $f_{m\ddot{o}}$  durch empirische Formeln berechnet. Dahmann [35], Schnackers [114] und Vratsanou [127] geben in ihren Arbeiten eine Zusammenstellung über die empirischen Formeln zur Berechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit.

Im Eurocode 6 [44] berechnet sich die charakteristische Druckfestigkeit  $f_k$  des RILEM-Körpers nach der in Gleichung 3.22 abgebildeten empirischen Formel, [76]. In die Berechnung der Druckfestigkeit gehen die Mittelwerte der Stein- und Mörteldruckfestigkeit ein.

$$f_k = a \cdot (f_{st})^{0,65} \cdot (f_{m\ddot{o}})^{0,25} \quad (3.22)$$

$f_k$	charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen
$k$	Koeffizient für verschiedene Mauerwerksarten $k = 0,30 - 0,60$
$f_{st}$	normierte Steindruckfestigkeit (mittlere Steindruckfestigkeit)
$f_{m\ddot{o}}$	Mörteldruckfestigkeit nach DIN 18555 Teil 3 [30]

### 3.2.2 Mauerwerk unter Biegebeanspruchung

Zusätzlich zur Druckbeanspruchung wird die Außenschale durch die horizontalen Lasten  $q_{h,i}$  und die vertikal exzentrischen Lasten  $q_{w,i}$  aus der Innenfüllung wie auch durch eventuelle exzentrisch vertikale Lasten  $q_{v,a}$  auf Biegung beansprucht.

Nach der DIN 1053 vereinfachtes Verfahren [24] und genaueres Verfahren [25] darf für den Baustoff Mauerwerk keine Biegezugspannung  $f_{b,\perp}$  senkrecht zur Lagerfuge angesetzt werden. Mauerwerk kann senkrecht zur Lagerfuge nur dann biegebeansprucht sein, wenn Druckkräfte rechtwinklig zur Lagerfuge wirken. Sind keine Normalkräfte vorhanden, können nur dann Momente aufgenommen werden, wenn eine Zugfestigkeit des Materials angenommen werden kann. Diese Zugfestigkeit des Mauerwerks wird im allgemeinen durch die Haftzugfestigkeit  $f_{hz}$  zwischen Mauerstein und Lagerfugenmörtel bestimmt. Für historisches Mauerwerk kann in der Regel eine Haftzugfestigkeit  $f_{hz}$  nicht angenommen werden.

Senkrecht zur Lagerfuge wird die Biegezugfestigkeit  $f_{b,\perp}$  wesentlich beeinflusst durch die

- Haftzugfestigkeit zwischen dem Lagerfugenmörtel und dem Mauerstein  $f_{hz}$  (bei historischem Mauerwerk ist  $f_{hz} = 0$ )
- Zugfestigkeit der Mauersteine  $f_{st}$  in Richtung der Steinhöhe (nur bei großer Haftzugfestigkeit maßgebend)

Der Bruch der Mauerwerkswand tritt bei Biegebeanspruchung durch das Versagen der Steine, der Lagerfuge und durch das Überschreiten der zulässigen Exzentrizität  $e$  auf. Zusätzlich zu dem Nachweis der vorhandenen Spannungen im Stein und Mörtel muß die Kippsicherheit der Mauerwerkswand  $\gamma_k$  überprüft werden. In Abhängigkeit von der vorhandenen Exzentrizität  $e$  berechnet sich die maximale Spannung im Querschnitt nach Tabelle 3.1. Reißt die Mauerwerkswand weiter als bis zur Mitte des Wandquerschnittes, ist die erforderliche Kippsicherheit  $\gamma_k$  nicht mehr vorhanden.

Für den Fall, daß die Außenschale an drei oder auch vier Rändern horizontal gelagert ist, wird das Mauerwerk zusätzlich parallel zur Lagerfuge beansprucht. Nach der DIN 1053 vereinfachtes Verfahren werden die Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge  $f_{b,\parallel}$  auf  $0,2N/mm^2$  begrenzt. Nach dem genaueren Verfahren der DIN 1053 darf dieser Wert auf  $\leq 0,3N/mm^2$  erhöht werden. Im Eurocode 6 [44] ist es zulässig, in bestimmten Fällen senkrecht wie auch parallel eine charakteristische Biegezugfestigkeit  $f_{b,\perp,\parallel}$  in dem Nachweisverfahren anzusetzen.

Parallel zur Lagerfuge wird die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk bestimmt durch:

- die Zugfestigkeit der Mauersteine  $f_{st}$  in Längsrichtung
- die Scherfestigkeit  $f_a$  zwischen Stein und Mörtel
- die Überbindelänge  $\ddot{u}$
- die Ausführung der Stoßfugen, vermörtelt bzw. unvermörtelt

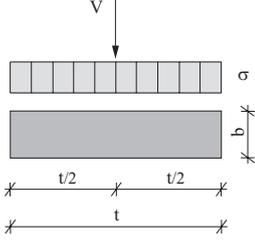
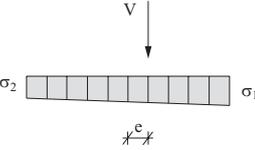
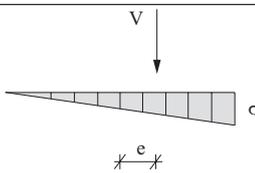
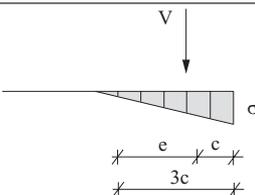
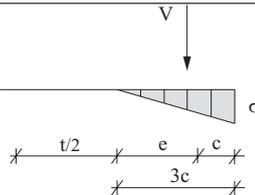
Last- und Spannungsbild	Lage der resultierenden Kraft	Randspannungen
	$e = 0$	$\sigma = \frac{V}{b \cdot t}$
	$e \leq \frac{t}{6}$ V innerhalb des Kerns	$\sigma_1 = \frac{V}{b \cdot t} \cdot \left(1 - \frac{6e}{t}\right)$ $\sigma_2 = \frac{V}{b \cdot t} \cdot \left(1 + \frac{6e}{t}\right)$
	$e = \frac{t}{6}$ V auf dem Kernrand	$\sigma_1 = 0$ $\sigma_2 = \frac{2V}{b \cdot t}$
	$\frac{t}{6} < e < \frac{t}{3}$ V außerhalb des Kerns	$\sigma = \frac{2V}{3 \cdot c \cdot b}$ $c = \frac{t}{2} - e$
	$e = \frac{t}{3}$	$\sigma = \frac{4V}{b \cdot t}$

Tabelle 3.1: Spannungen in Abhängigkeit von der vorhandenen Exzentrizität  $e$ 

Das Biegetragverhalten von Mauerwerk wurde durch zahlreiche Forschungsarbeiten untersucht. Im weiteren wird auf die Arbeiten von Schöner [116], Sahlin [113], Dikkers und Yokel [18], Hendry und Sinha [64], Mann/Bernhardt [84], Tonn [124], Furler [51], Schwartz [119] eingegangen.

Schöner [116] untersuchte an einachsig biegebeanspruchten sowie an vierseitig gestützten Wänden Ansätze zur Ermittlung der horizontalen Traglasten. Berücksichtigt wurden in den Versuchen der Einfluß auf das Tragverhalten der Wände bei unterschiedlich angreifenden vertikalen Lasten wie auch die unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften der Steine und des Mörtels sowie unterschiedliche Geometrien. Die horizontale Belastung der Versuchswände erfolgte durch Druckluftsäcke. Schöner

leitete für die inneren Bruchmomente ein allgemeines Interaktionsdiagramm her. Hierbei verwendete er die Ansätze von Dikkers und Yokel [18]. Sie entwickelten in Anlehnung an den Stahlbetonbau Interaktionsdiagramme für senkrecht zu den Lagerfugen biegebeanspruchtes Mauerwerk, Abb. 3.13.

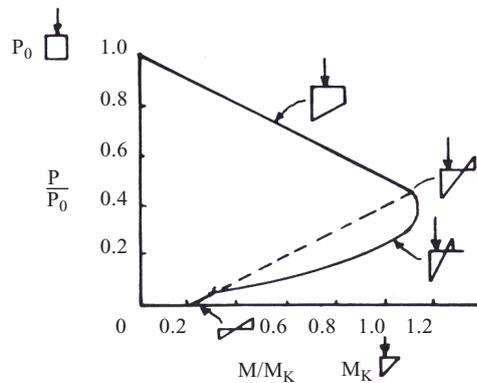


Abbildung 3.13: Interaktionsdiagramm unter Verwendung einer linear elastischen Spannungsdehnungslinie für Mauerwerk nach [18]

Das Interaktionsdiagramm geht von einem reinen Druckbruch mit  $P = P_0$  aus. Der linear abfallende Ast beschreibt alle Versagensfälle durch Erreichen der Druckfestigkeit am gedrückten Rand. Es treten im Querschnitt keine Zugspannungen auf. Die gestrichelte Linie stellt die Rißlast dar. Ist der Querschnitt gerissen, kann bei vorhandener vertikaler Kraft die horizontale Last weiter gesteigert werden, bis die Druckfestigkeit am gedrückten Rand erreicht wird. Dieses Bruchversagen wird durch den ausgezogenen Kurventeil beschrieben. In den ungerissenen Bereichen setzten sie einen linearen Spannungsverlauf nach dem Hooke'schen Materialgesetz voraus.

Damit die Erkenntnisse aus dem Interaktionsverhalten von Mauerwerk bei Druck- und Biegebeanspruchung nicht nur für Kleinprüfkörper, sondern auch für geschoßhohe Wände angewendet werden konnte, wurde die "Moment Magnifier Method" aus dem Stahlbau und Stahlbetonbau für die besonderen Verhältnisse im Mauerwerksbau angepaßt. Mit der "Moment Magnifier Method" werden die Momente nach Theorie II. Ordnung erfaßt. Das Gesamtmoment  $M$  nach der Gleichung 3.23 wird unter der Annahme einer parabolischen Biegelinie nach der Gleichung 3.24 berechnet.

$$M = M_0 + P \cdot \Delta \quad (3.23) \qquad M \simeq M_0 \frac{1}{1 - (P/P_{cr})} \quad (3.24)$$

$$P_{cr} \simeq \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot I_n}{(k \cdot h)^2} \quad (3.25)$$

- $P_{cr}$       Knicklast
- $E_i$         Tangentenmodul im Ursprung
- $I_n$         Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnittes
- $h$           Höhe der Wand

Die Teileinspannung der Wand am Fußpunkt und somit die daraus resultierende verringerte Knicklänge der Wand wurde durch den Faktor  $k = 0,8$  berücksichtigt. Die Berechnung einer Ersatzsteifigkeit für die gerissene Zugzone im Bruchfall wird in Abhängigkeit von der angreifenden vertikalen Lasten nach den Gleichungen 3.26 und 3.27 berechnet.

$$EI = \frac{E_i I_n}{3} \quad \text{für} \quad P \leq 0,25P_0 \quad (3.26)$$

$$EI = E_i I_n \cdot \left(0,2 + \frac{P}{P_0}\right) \leq 0,7E_i I_n \quad \text{für} \quad P > 0,25P_0 \quad (3.27)$$

Turkstra und Ojinaga [125] untersuchten die Einflüsse unterschiedlicher Spannungsdehnungslinien des Mauerwerks, Abb. 3.14. Sie geben an, daß die Versuchsergebnisse besser erfaßt werden, wenn der Berechnung anstatt einer linear-elastischen eine parabolische oder sogar eine linear-elastische/plastische Spannungsdehnungslinie zugrunde gelegt wird.

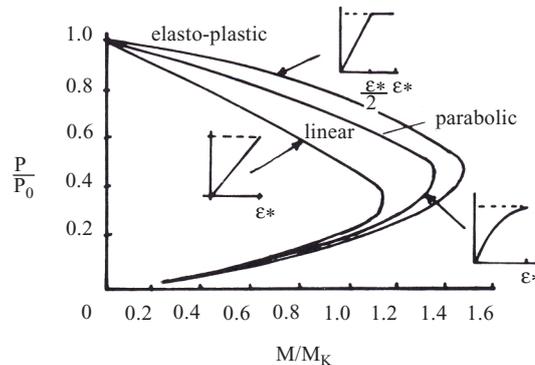


Abbildung 3.14: Interaktionsdiagramm unter Berücksichtigung unterschiedlicher Spannungsdehnungslinien von Mauerwerk nach [125]

Im weiteren untersuchte Schöner die Plattentragfähigkeit von Mauerwerk. Er schlägt vor, bei bekannten, abgesicherten Ausgangswerten die Schnittgrößen nach der Bruchlinientheorie zu berechnen. Für eine angenäherte Berechnung ist nach Schöner die Streifenmethode anzuwenden. Er gibt an, daß das Bruchmoment des Querschnitts senkrecht zu den Lagerfugen bei vorhandener geringer Normalkraft stark von der Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen abhängt. Übersteigt die mittlere Druckspannung infolge der Normalkraft im Querschnitt 50% der Biegezugfestigkeit, hat die Zugspannung keinen Einfluß auf das Bruchmoment.

Die Biegezugfestigkeit  $f_{b,\perp}$  senkrecht zu den Lagerfugen darf näherungsweise nach der Gleichung 3.28 abgeschätzt werden.

$$f_{b,\perp} = 0,02 \cdot f_w \quad (3.28)$$

$f_{b,\perp}$  Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen

$f_w$  Druckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen

Die Biegezugfestigkeit  $f_{b,\parallel}$  parallel zu den Lagerfugen wird nach Gleichung 3.29 berechnet.

$$f_{b,\parallel} = f_{b,\parallel}^0 + \varrho \cdot \sigma_y \quad (3.29)$$

$f_{b,\parallel}^0$	Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen ohne vertikale Auflast. Ist $f_{b,\parallel}^0$ unbekannt, darf nach [116] $f_{BZ,\parallel}^0 = 3 \cdot f_{BZ,\perp}$ angesetzt werden
$\varrho$	Faktor in der Form eines Reibungsbeiwertes $\varrho = 0,68$ nach Hummel [67], $\varrho = 0,84$ nach Pieper und Trautsch [105]
$\sigma_y$	mittlere Druckspannung senkrecht zu den Lagerfugen

Das Bruchmoment  $m_u$  senkrecht zu den Lagerfugen läßt sich somit nach der Gleichung 3.30 berechnen.

$$m_u^\perp = (0,06 \cdot f_w + 0,75 \cdot \sigma_y) \cdot W \quad (3.30)$$

$W$  Widerstandsmoment

Mann [87] befaßte sich mit der theoretischen Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit offenen und vermörtelten Stoßfugen. In den Bemessungsformeln wird zwischen der Belastungsrichtung senkrecht und parallel zur Lagerfuge unterschieden. Diese von Mann hergeleiteten Gleichungen sind die Grundlage der Bemessung für die Biegebeanspruchung von Mauerwerk nach der DIN 1053.

Furler [51] untersuchte die Rotationsfähigkeit von Mauerwerk aus Backstein, Kalksandstein und Zementstein unter exzentrischer Normalkraftbeanspruchung. Ausgehend von unterschiedlichen Materialgesetzen leitete er auf theoretischem Wege Exzentrizitäts-Krümmungs- und Biegemoment-Normalkraft-Interaktions-Beziehungen für Mauerwerk her. Als Stoffgesetz für das Mauerwerk wählte Furler linear-elastisches Materialverhalten mit und ohne Zugfestigkeit sowie linear-elastisches plastisches Material ohne Zugfestigkeit.

Schwartz [119] beschreibt das Tragverhalten von Wänden unter exzentrischer Normalkraftbeanspruchung durch drei Bruchregime, Abbildung 3.15 (linkes Bild) aus [120]. Im Regime I verschiebt sich die Exzentrizität der Normalkraft stark in Richtung des Steinrandes. Die Druckzone im Bereich der Fuge wird sehr schmal. Durch die große Behinderung der Querdehnung im Fugenmörtel ist das Verformungsverhalten in den Lagerfugen sehr groß. Der Mörtel ist hierbei in der Lagerfuge voll plastifiziert. Die Querdehnung aus dem Lagerfugenmörtel wird durch die Steine behindert. Das Bruchregime II stellt den Normalfall unter dem Angriff einer mittelgroßen Normalkraft dar. Der Spaltbruch des Steines erfolgt aufgrund unterschiedlicher Querdehnungszahlen zwischen Stein und Mörtel. Wird der Stein großen Normalkräften ausgesetzt, wird dieser in Querrichtung entfestigt. Die Wand wird durch die sich abtrennenden Lamellen instabil. Durch die Entfestigung des Steines in Querrichtung tritt das Versagen infolge von Instabilität durch die abgetrennten Lamellen ein, Regime III. Ausgehend von diesen drei möglichen Bruchregimen leitete Schwartz die Interaktion von Moment und Normalkraft her, Abbildung 3.15 (rechtes Bild).

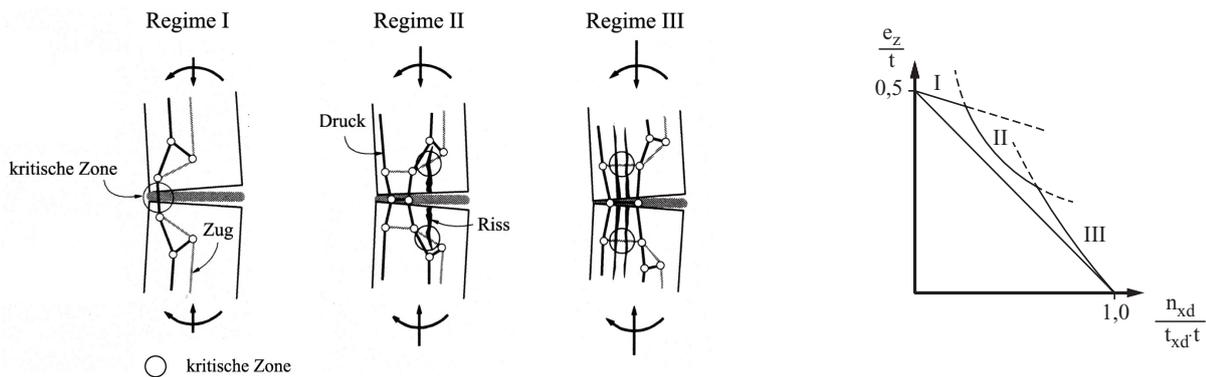


Abbildung 3.15: Bruchregime nach Schwartz [119] aus [93] und normierte M-N-Interaktion nach Schwartz [119]

Baker [8] untersuchte das Plattentragverhalten von Mauerwerk, das ausschließlich durch horizontale Lasten beansprucht wurde. Der Querschnitt erfuhr keine Normalkraftbeanspruchung. Die Ergebnisse aus den Versuchen wurden mit verschiedenen Theorien verglichen. Es hat sich gezeigt, daß die Reißlast nach der Elastizitätstheorie angemessen vorausgesagt werden kann, jedoch die Bruchlast unterschätzt wird. Mit der Bruchlinientheorie wird die Bruchlast der Mauerwerksplatte überschätzt. Baker entwickelte zur Berechnung der Bruchlast einer Mauerwerksplatte die Streifenmethode. Dabei wird die Platte in zwei orthogonale Streifenscharen unterteilt. Die Berechnung der Momente erfolgt direkt in Abhängigkeit von der Richtung senkrecht und parallel zur Lagerfuge.

Von Mann/Bernhardt [83] wurden Bruchkriterien für eine vertikal und gleichzeitig horizontal belastete Wand aufgestellt. Die Versagenskriterien für den Stein sowie für die Lagerfuge vernachlässigen in ihrer Herleitung, im Gegensatz zu [87], die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Fuge. Allerdings wird als Übertragungsmechanismus im überdrückten Fall Kohäsion in der Lagerfuge mit angesetzt. Außerdem sind bei diesem Ansatz in den Stoßfugen keinerlei Zug- und Schubkräfte erlaubt. Die verwendeten Schnittgrößen werden für den Belastungsansatz unter Berücksichtigung der Randbedingungen, die sich durch Risse und einen damit verbundenen Systemwechsel ergeben, mit der Plattentheorie ermittelt.

In der Arbeit von Tonn [124] wurden theoretische Ansätze entwickelt, um die mechanischen Prinzipien zur Lastabtragung von plattenartig beanspruchtem Mauerwerk beschreiben zu können. Daraus werden Reißkriterien hergeleitet, mit welchen die mechanischen Beanspruchungszustände mathematisch erfaßt werden können. Bis zum Auftreten des ersten Risses wird die Mauerwerksplatte mit Hilfe der Elastizitätstheorie berechnet. Für den gerissenen Zustand der horizontal und vertikal beanspruchten vierseitig gelagerten Wand gibt Tonn unterschiedliche Reißzustände an. Der Bruchzustand kann infolge plastischer Umlagerungen nicht mit der Plattentheorie auf der Grundlage elastischer Materialien beschrieben werden. Für die Berechnung des Bruchzustandes wurde von Tonn die Bruchlinientheorie auf sprödes Material erweitert.

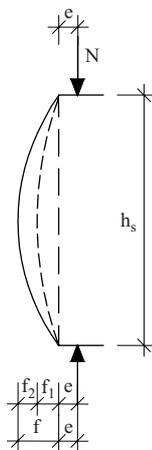
### 3.3 Nachweis der Knicksicherheit für einachsig und zweiachsig gespannte Mauerwerkswände nach der DIN 1053 Teil 1, genaueres Verfahren

Die Außenschalen mehrschaliger Mauerwerkswände werden infolge der weichen Innenfüllung durch horizontale Lasten beansprucht. Durch die horizontal und vertikal exzentrisch angreifende Lasten entstehen in der Außenschale Biegemomente. Die Abtragung der Lasten erfolgt in Abhängigkeit von der statischen Lagerung. Ist die Außenschale ausschließlich am Kopf- und Fußende horizontal gelagert, erfolgt die Lastabtragung einachsig. Die Belastung wird senkrecht zu den Lagerfugen, in lotrechter Richtung abgetragen. Ist die Außenschale zusätzlich durch Querwände, Pfeilervorlagen oder Stahlbetonstützen horizontal gelagert, werden die Lasten in Abhängigkeit von der statischen Lagerung und ihrer geometrische Anordnung ein- oder zweiachsig abgetragen. Es treten Biegemomente in x- und y-Richtung sowie in den Ecken Drillmomente  $m_{xy}$  auf.

In dieser Arbeit wird die Außenschale als Teilsystem der mehrschaligen Mauerwerkswand betrachtet, die die Standsicherheit und primär die Lastabtragung gewährleistet. Aus diesem Grund wird auf den Nachweis einer biegebeanspruchten Mauerwerkswand nach der DIN 1053 Teil 1 [25] genaueres Verfahren näher eingegangen.

#### 3.3.1 Nachweis von einachsig gespannten Wänden

In der DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren werden Regeln zur Bemessung einer durch horizontale und vertikale Lasten beanspruchten Mauerwerkswand angegeben. Der Knicksicherheitsnachweis wird als Spannungsnachweis in halber Wandhöhe geführt. Bei dem Knicksicherheitsnachweis werden die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung infolge einer ungewollten Ausmitte  $f_1$  und der Stabauslenkung  $f_2$  zusätzlich zu der planmäßigen Exzentrizität  $e$  berücksichtigt, Abbildung 3.16.



$e = \frac{M}{N}$	planmäßige Exzentrizität
$f_1 = \frac{h_s}{300}$	ungewollte Ausmitte
$f_2$	Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung
$e + f$	Bemessungs-Exzentrizität

Abbildung 3.16: Exzentrizitäten für den Knicknachweis aus [82]

Für alle Mauerwerksarten wird einheitlich das damit verbundene Traglastproblem unter Verwendung einer linear-elastischen Spannungsdehnungsbeziehung gelöst. Die Stabilitätsuntersuchungen werden mit dem Sekantenmodul  $E_s$  nach der Gleichung 3.31 durchgeführt. Der Sekantenmodul ergibt sich aus  $1/3$  der Höchstspannung und der dazugehörigen Gesamtdehnung  $\varepsilon$ . Nach [42] kann die Abschätzung des Elastizitätsmoduls nach der DIN 1053 zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen.

$$E_s = 400 \cdot f_w \quad (3.31)$$

Die zusätzliche Exzentrizität  $f$  wird nach Mann [82] nach Gleichung 3.32 berechnet. Gerissene Teilbereiche der Mauerwerkswand werden in dieser Näherungsberechnung berücksichtigt.

$$f = f_1 + f_2 = \bar{\lambda} \cdot h_k \cdot \frac{1+m}{2400} \cdot \left(1 + \frac{\varphi}{4}\right) \quad (3.32)$$

$\bar{\lambda} = \frac{h_k}{d}$	Schlankheit der Wand
$h_k$	Knicklänge der Wand
$d$	Dicke der Wand
$m = \frac{6 \cdot e}{d}$	bezogene Lastausmitte
$\varphi$	Kriechbeiwert

Wird für den Parameter  $\varphi$  der Wert  $\frac{4}{3}$  gesetzt, so ergibt sich daraus die vereinfachte Gleichung 3.33.

$$f = \bar{\lambda} \cdot h_k \cdot \frac{1+m}{1800} \quad (3.33)$$

Zum Nachweis der Außenschalen, die durch eine Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  beansprucht werden, siehe hierzu Kapitel 3.4, wird die zusätzliche Exzentrizität  $f$  bei einer vorhandenen Vorverformung der Außenschale in x-Richtung ausschließlich durch den Wert  $f_1$  berechnet.

Die Knicklänge der einachsigen gespannten Mauerwerkswand ergibt sich aus der lichten Geschoßhöhe  $h_s$  und dem Wert  $\beta$  nach der Gleichung 3.34.

$$h_k = \beta \cdot h_s \quad (3.34)$$

Wurde der Knicklängenbeiwert  $\beta$  nicht durch eine Rahmenberechnung nach Theorie II. Ordnung berechnet, darf er nach Gleichung (8b) in der DIN 1053 Teil 1 vereinfachtes Verfahren angesetzt werden.

Für die linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung hat Mann [82] durch das Lösen von Differentialgleichungen analytisch Traglasten ermittelt. Diese Traglasten sind in der Abbildung 3.17 (linkes Bild) als Traglastkurven dargestellt. Die Traglasten nach DIN 1053 genaueres Verfahren unter der Annahme einer linearen Spannungsdehnungslinie sind in Abbildung 3.17 als gestrichelte Linie dargestellt. Der Abminderungsfaktor  $\eta$  ist in Abhängigkeit der bezogenen Schlankheit  $\bar{\lambda}$  aufgetragen. Die auf die Wanddicke  $d$  bezogene Lastausmitte  $m$  stellt den Kurvenparameter dar.

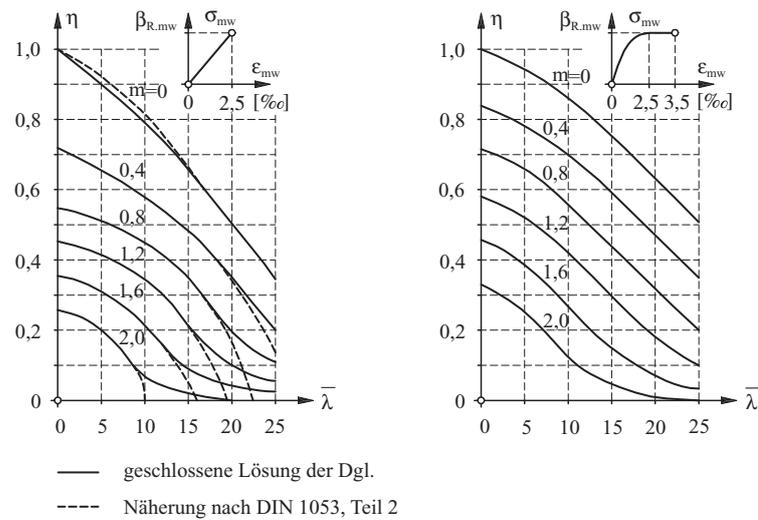


Abbildung 3.17: Traglasten nach der DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren (linkes Bild) und dem Eurocode 6 (rechtes Bild) in Abhängigkeit von unterschiedlichen Werkstoffgesetzen

Werden die Traglasten nach DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren (ermittelt unter der Annahme einer linear-elastischen Spannungsdehnungslinie) und die Traglasten nach Eurocode 6 (ermittelt unter der Annahme einer nichtlinearen Spannungsdehnungslinie) miteinander verglichen, wird ersichtlich, daß die Traglasten nach dem Eurocode 6 in Abbildung 3.17 rechtes Bild gegenüber denen der DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren in weiten Teilbereichen deutlich höher sind. Nach Backes [7] kann die hier aufgezeigte Erhöhung der Traglast nicht generell erwartet werden. Um die Tragreserven unter Ansatz einer nichtlinearen Spannungsdehnungsbeziehung ausschöpfen zu können, müßte für jede Spannungsdehnungsbeziehung eine Schar von Traglastkurven ermittelt werden.

Für den ungerissenen Querschnitt gelten für das Verhältnis  $\eta$  der Traglast  $P_T$  zu der Bruchlast  $P_0$  eines nicht knickgefährdeten, zentrisch belasteten Stabes und die Gesamtexzentrizität  $e_{ges}$  in Stabmitte die Gleichungen 3.35 und 3.36.

$$\eta \geq 0,5 \quad (3.35) \quad e_{ges} = e + f_1 + f_2 \leq \frac{d}{6} \quad (3.36)$$

Für den Fall, daß die Exzentrizität  $e > \frac{d}{6}$  ist, der Querschnitt somit gerissen ist, gelten die Kurven mit der bezogenen Exzentrizität  $m \geq 1,0$  aus der Abbildung 3.17.

### 3.3.2 Zweiachsig gespannte Wände

Zweiachsig gespannte Mauerwerkswände unterscheiden sich in ihrem Nachweis der Knicksicherheit von einachsig gespannten Mauerwerkswänden durch die günstigeren Knicklängen. Wird der Nachweis nach der DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren geführt, so berechnet sich die Knicklänge  $h_k$  für die dreiseitig gehaltenen Mauerwerkswände nach der Gleichung 3.37 und für die vierseitig gelagerten nach der Gleichung 3.38 bzw. 3.39.

Die Knicklänge wird in Abhängigkeit von der lichten Geschoßhöhe  $h_s$ , dem Knicklängenbeiwert  $\beta$  und dem Abstand der aussteifenden Querwände  $b$  berechnet.

$$\text{dreiseitig gelagert} \quad h_k = \frac{1}{1 + (\beta \cdot \frac{h_s}{3b})^2} \cdot \beta \cdot h_s \quad (3.37)$$

$$\text{vierseitig gelagert} \quad h_s \leq b \quad \rightarrow \quad h_k = \frac{1}{1 + (\beta \cdot \frac{h_s}{b})^2} \cdot \beta \cdot h_s \quad (3.38)$$

$$h_s > b \quad \rightarrow \quad h_k = \frac{b}{2} \quad (3.39)$$

### 3.3.3 Schubbeanspruchung

Die Außenschale der mehrschaligen Mauerwerkswand erfährt durch die horizontal angreifende Last aus der weichen Innenfüllung eine Schubbeanspruchung senkrecht zur Scheibenebene. Das Schubtragverhalten von Mauerwerk bei angreifenden Lasten in der Richtung der Scheibenebene wurde von Ganz [52] und Müller [95] untersucht. Da der Nachweis der zulässigen Schubspannung bei angreifenden Lasten parallel zur Wandebene auf den Arbeiten von Ganz und Müller beruht und dies der Schubbeanspruchung der Außenschale infolge angreifender Lasten aus der Innenfüllung entspricht, wird auf diese Arbeiten näher eingegangen.

Das Schubtragverhalten von Mauerwerk wird bestimmt durch die Druckfestigkeit des Mauerwerks, die Zugfestigkeit der Steine, die Reibung in der Lagerfuge, die Kohäsion und die Ausbildung der Steine. Die Schubtragfähigkeit von Mauerwerk kann maßgeblich durch Erhöhung der vertikalen Lasten erhöht werden.

Ganz [52] entwickelte Bruchbedingungen für zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk mit und ohne Zugfestigkeit und verglich diese Bruchbedingungen mit Ergebnissen aus Versuchen. Die Anisotropie des Werkstoffes Mauerwerk wurde in den Versuchen durch die Fugenneigung  $\alpha$  berücksichtigt. Die Bruchbedingungen für das Mauerwerk ergeben sich als Linearkombination aus den Bruchbedingungen der einzelnen Mauerwerkskomponenten. Für die Einzelmaterialeien wurden die folgenden Annahmen getroffen.

- starr-ideal-plastisches Verhalten aller Materialien
- Vernachlässigung der Mauerwerkszugfestigkeit
- Einhaltung der Bruchbedingungen für die Mauerwerkskomponenten
- Vernachlässigung der Schubtragfähigkeit der Stoßfugen

Die Bruchbedingungen für unbewehrtes Mauerwerk werden durch vier unabhängige Materialparameter formuliert. Es ergeben sich fünf Bruchregime für unbewehrtes Mauerwerk ohne Zugfestigkeit.

Im dreidimensionalen Spannungsraum werden die Bruchbedingungen durch zwei elliptische Kegel, zwei Kreiszyylinder und eine Ebene dargestellt, Abbildung 3.18 linkes Bild.

Mójsilović [93] erweiterte die Bruchbedingungen für zentrisch beanspruchtes Mauerwerk um ein weiteres Regime. Dieses Regime beschreibt das Versagen entlang der Stoßfugenflucht, siehe Abbildung 3.18 rechtes Bild.

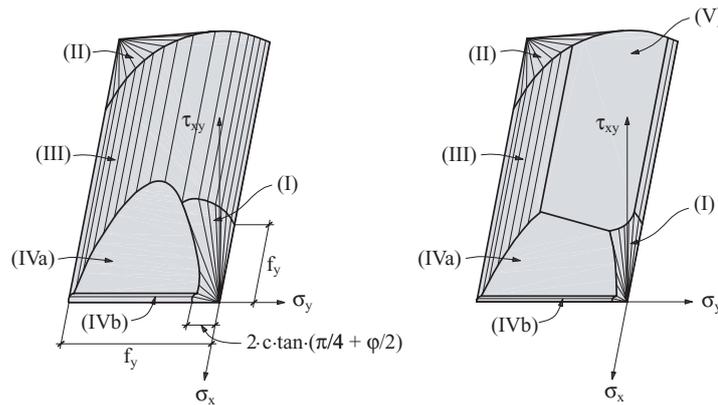


Abbildung 3.18: Bruchbedingungen für unbewehrtes Mauerwerk nach Ganz [52] und nach Mójsilović [93]

Müller [95] entwickelte Bruchtheorien für schubbeanspruchtes Mauerwerk auf dem Niveau der zulässigen Spannungen. Die Bruchtheorien wurden durch Gleichgewichtsbedingungen am Einzelstein entwickelt, Abbildung 3.21 Bild (a). In Abhängigkeit von der Größe des Verhältnisses von Schub- und resultierenden Spannungen senkrecht zur Lagerfuge wurden von Müller die in der Abbildung 3.19 dargestellten Versagensarten für schubbeanspruchtes Mauerwerk dargestellt.

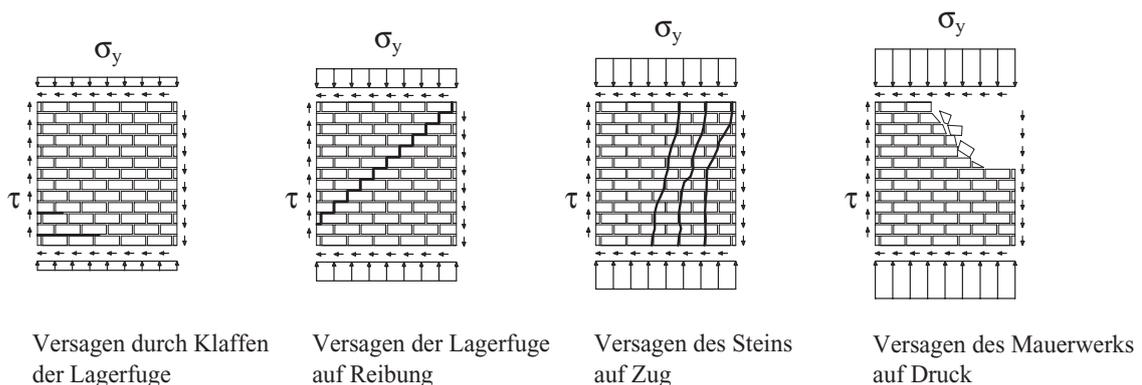


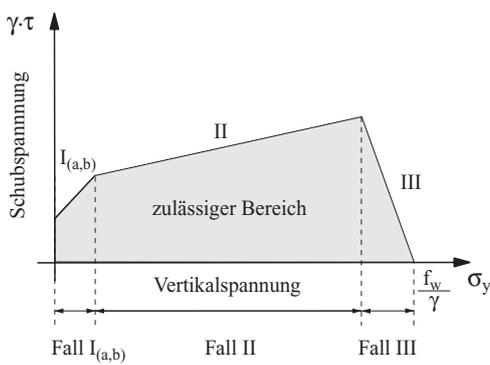
Abbildung 3.19: Versagensbilder für schubbeanspruchtes Mauerwerk in Abhängigkeit von den vertikalen Spannungen nach Müller [95]

Diese möglichen Versagensarten wurden in Abhängigkeit von der Vertikalspannung  $\sigma_y$  und der Schubspannung  $\tau$  für die zulässigen Bereiche durch die in der Abbildung 3.20 dargestellte Hüllkurve

beschrieben. Dabei wurde davon ausgegangen, daß in den Stoßfugen keine Kräfte übertragen werden. In den horizontalen Fugen wirken die Schubspannungen  $\tau$  und erzeugen ein Drehmoment am Einzelstein. Das erforderliche Gleichgewicht gegen das Verdrehen des Steines kann nur durch ein vertikal wirkendes Kräftepaar aus den Druckspannungen erreicht werden. Wird vorausgesetzt, daß senkrecht zur Lagerfuge keine Zugspannungen aufgenommen werden können und die vertikale Auflast gegen null geht, so müssen in den Stoßfugen Schubspannungen übertragen werden.

In der DIN 1053 Teil 1 (genauerer Verfahren) wird der Wert für die abgeminderte Haftscherfestigkeit  $f_{rhs,red}$  in Abhängigkeit von der Mörtelgruppe und der abgeminderte Reibungsbeiwert mit  $\mu_{red} = 0,4$  angegeben.

Mann/Müller [84] erweiterten die Schubbruchtheorie unter der Annahme, daß bei Vorhandensein von Querdruckkräften in Scheibenebene, zum Beispiel infolge waagrechter Vorspannkräfte, die Stoßfugen zur Lastabtragung herangezogen werden können, Abbildung 3.21.



Fall	Versagensart
I <sub>(a,b)</sub>	Lagerfuge
II	Stein auf Zug
III	Mauerwerk auf Druck

Fall	Bruchmechanismus
I <sub>(a,b)</sub>	$\gamma \cdot \tau_{max} = f_{rhs,red} + \mu_{red} \cdot \sigma_y$
II	$\gamma \cdot \tau_{max} = 0,45 \cdot f_{z,st} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_y}{f_{z,st}}}$
III	$\gamma \cdot \tau_{max} = f_w - \gamma \cdot \sigma_y$ ; $\frac{l_{st}}{2 \cdot h_{st}} = 1$

Abbildung 3.20: Hüllkurve, Versagensart und Bruchmechanismus für schubbeanspruchtes Mauerwerk nach Müller [95]

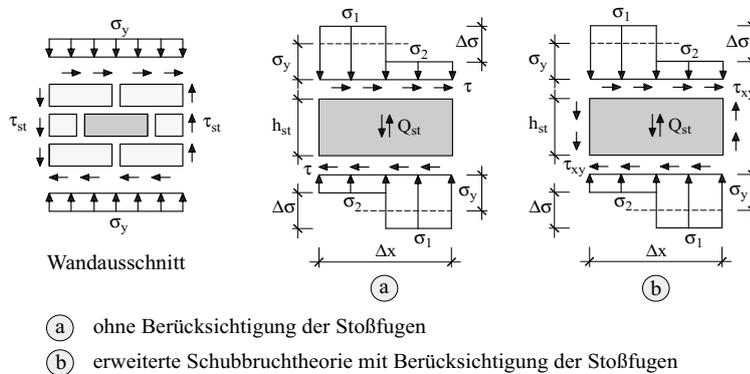


Abbildung 3.21: Spannungsverteilung am Einzelstein nach Müller [95]

Nach Gunkler [56] dürfen die von Müller [95] hergeleiteten Bruchbedingungen für schubbeanspruchte Mauerwerkswände infolge auftretender Kräfte in Scheibenrichtung auch für plattenartig beanspruchte Mauerwerkswände angewendet werden. Jedoch resultiert infolge einer horizontalen konstanten Last senkrecht zur Ebene der Mauerwerkswand eine andere Spannungsverteilung am Einzelstein. Gunkler geht davon aus, daß die Bruchschubspannungen bei Steinversagen bei plattenartig beanspruchtem Mauerwerk größer werden als bei Scheibenbeanspruchung und somit auf eine Abminderung des Rechenwertes der Kohäsion sowie auf die Abminderung des Reibungsbeiwertes verzichtet werden kann. Genaue Zahlenwerte für den Rechenwert der Kohäsion und den Reibungsbeiwert biegebeanspruchten Mauerwerks liegen jedoch nicht vor.

Von Reeh und Mathias wird in [107] angegeben, daß für plattenartig beanspruchtes Mauerwerk nur die Bruchbedingung für den Fall, daß die Lagerfuge versagt, maßgebend ist. Die Versagensbedingung durch Überschreiten der zulässigen Zugfestigkeit des Steines trifft nach [107] hier zu. Für den Nachweis des Versagens der Lagerfuge muß nicht der abgeminderte, sondern darf der normale Reibungsbeiwert  $\mu$  angenommen werden. Der Nachweis für den Bruchzustand wird unter Berücksichtigung des Sicherheitsbeiwertes  $\gamma$  nach der Gleichung 3.40 geführt.

$$\gamma \cdot \tau \leq \tau_{max} = f_{rhs,red} + \mu \cdot \sigma_y \quad (3.40)$$

Kessler [73] gibt wie Gunkler [56] an, daß die Schubtragfähigkeit bei plattenartig beanspruchtem Mauerwerk, wie es nach den Bruchbedingungen von Müller [95] und der DIN 1053 Teil 1 (einfacher und genaueres Berechnungsverfahren) bewertet und berechnet wird, unterschätzt wird. Nach Kessler ist die Versagensbedingung durch das Überschreiten der zulässigen Zugfestigkeit des Steines aufgrund der Geometrie des betrachteten Steines und der Seitenverhältnisse des Einzelsteines nicht gültig. Zur Ermittlung der Querkraft gibt Kessler die Gleichung 3.41 an. Hierbei ist die Coulomb-Beziehung (Fugenversagen) bei Plattenschub zur Ermittlung der maximalen Schubspannung direkt auf die Vertikallast  $V$  anzuwenden, um die maximale Querkraft  $Q_{max}$  zu berechnen. Die Größe der Druckfläche im Mauerwerksquerschnitt wird durch den Faktor  $x$  berücksichtigt. Auf die Schubübertragung im zugbeanspruchten gerissenen Teil des Mauerwerksquerschnittes wird verzichtet.

$$Q_{max} = \frac{f_{rhs}}{\gamma} \cdot x + \frac{\mu_{red}}{\gamma} \cdot V \quad (3.41)$$

Die Nachweise nach der DIN 1053 Teil 1 sind für plattenartig beanspruchtes Mauerwerk in den Gleichungen 3.42 und 3.43 aufgeführt.

$$\tau_{zul} = \sigma_{ohs} + 0,3 \cdot \sigma_{dm} \leq \tau_{max} \quad \text{vereinfachtes Verfahren} \quad (3.42)$$

$$\gamma \cdot \tau_{vorh} \leq \beta_{rhs} + \mu \cdot \sigma_d \quad \text{genaueres Verfahren} \quad (3.43)$$

$\tau_{zul}$	zulässige Schubspannung
$\sigma_{ohs}$	zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit
$\sigma_{dm}$	mittlere zugehörige Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge im ungerissenen Querschnitt
$\gamma$	Sicherheitsbeiwert

$\tau_{vorh}$	vorhandene Schubspannung unter Gebrauchslast
$\mu$	Reibungsbeiwert $\mu = 0,6$
$\sigma_d$	Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge

Der Rechenwert für die Haftscherfestigkeit  $\beta_{rhs}$  ergibt sich nach der DIN 1053 genaueres Verfahren aus der Gleichung 3.44. Der Wert für die zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit  $\sigma_{ohs}$  ergibt sich aus der vorhandenen Mörtelgruppe.

$$\beta_{rhs} = 2 \cdot \sigma_{ohs} \quad (3.44)$$

Die vorhandene Schubspannung  $\tau_{vorh}$  bei plattenartig beanspruchtem Mauerwerk wird nach der Gleichung 3.45 berechnet. Treten in der Außenschale klaffende Risse auf, so darf nur der überdrückte Bereich bei der Berechnung der vorhandenen Schubspannung  $\tau_{vorh}$  berücksichtigt werden.

$$\tau_{vorh} = 1,5 \cdot \frac{Q}{A} \quad (3.45)$$

Die bisherigen Betrachtungen zum Schubtragverhalten von Mauerwerk beschrieben das Tragverhalten von Mauerwerk bei horizontalen Linien- und Flächenlasten senkrecht und parallel zur Wandebene. Durch die Vernadelung der Außenschalen mehrschaligen Mauerwerks wirken zusätzlich zu der Platten-schubbeanspruchung durch die horizontalen Flächenlasten aus der weichen Innenfüllung horizontale punktuelle Kräfte senkrecht zur Wandebene aus den eingebauten Nadelankern auf das Mauerwerk, Abbildung 3.22.

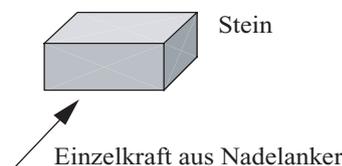


Abbildung 3.22: Auf den Einzelstein wirkende Einzellast aus dem Nadelanker

In gerissenen Bereichen oder in Bereichen, in denen der Mörtel sehr stark ausgewaschen oder verwittert ist, besteht die Gefahr, daß sich der Einzelstein aus dem Mauerwerksverband infolge der horizontalen Einzellast herausschiebt. Nach DIN 1053 muß für eine horizontale Einzellast  $P \geq 3kN$  ein Schubspannungsnachweis nach Gleichung 3.47 geführt werden. Für den Nachweis wird angenommen, daß in einen Stein die gesamte Einzelkraft eingeleitet wird und die Kraftübertragung über die untere und obere Lagerfuge erfolgt. Die vorhandenen Schubspannungen in den Lagerfugen berechnen sich nach der Gleichung 3.46.

$$\tau_{vorh} = \frac{F}{2 \cdot A} \quad (3.46)$$

Auch hier darf nur der überdrückte Bereich bei der Berechnung der vorhandenen Schubspannungen  $\tau_{vorh}$  berücksichtigt werden.

$$\gamma \cdot \tau_{vorh} \leq \beta_{rhs} + \mu \cdot \sigma_d \quad (3.47)$$

### 3.4 Tragverhalten durch Vernadelung verbesserter mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen

In den vorangegangenen Kapiteln wurde die Art der Beanspruchung mehrschaligen Mauerwerks, insbesondere die der Außenschalen, für den Fall, daß die Innenfüllung aus einem weichen, nicht kohäsiven Material besteht, erläutert. Im weiteren wurde als Maßnahme zum Sichern beziehungsweise zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit der Außenschalen das Vernadeln in Querrichtung der mehrschaligen Mauerwerkswand aufgezeigt, Kapitel 2.5. Die Maßnahmen zum Sichern und Erhalten einer mehrschaligen Mauerwerkswand sollten auf das notwendige Minimum reduziert werden können. Um dieses Ziel zu erreichen, sind Informationen zur Beurteilung des gegenwärtigen Zustandes der Mauerwerkswand erforderlich. Hierfür sind genaue Angaben zur Geometrie, zum Gefügestand der Außenschale und der Innenfüllung, zu den vorhandenen Lasten und Spannungen sowie zur Tragwirkung der mehrschaligen Mauerwerkswand erforderlich. Aus diesen Informationen können für das mehrschalige Mauerwerk die Notwendigkeit und das Ziel der Instandsetzungsmaßnahme definiert und erörtert werden.

Die Außenschalen mehrschaliger Mauerwerkswände sind Wände, die ihre Lasten in Abhängigkeit von ihrer statischen Lagerung einachsig oder zweiachsig abtragen. In der Regel besitzen diese Wände an ihren Auflagern eine Linienlagerung. Auf diese Wände wirken bei einer weichen Innenfüllung die in Kapitel 3.1 aufgeführten Lasten. Diese Lasten rufen im Mauerwerk die in Kapitel 3.2 erläuterte Beanspruchung hervor. Durch die Beanspruchung der Außenschalen, insbesondere durch die überproportionale Zunahme der Querdehnung der Innenfüllung, findet ein Abreißen der Außenschalen statt. Neuwald-Burg [98] beschreibt dieses Abreißen des Haftverbundes zwischen der Außenschale und der Innenfüllung als Phase II.

Es stellt sich nun die Frage, wann eine Vernadelung der mehrschaligen Mauerwerkswand erfolgen muß. Die Standsicherheit der Außenschalen wird durch den Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Exzentrizität  $e_a$  ermittelt. In der DIN 1053 Teil 1 wird der Maximalwert der zulässigen Exzentrizität  $e$  durch die Gleichung 3.48 definiert. Ist für die Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  diese Gleichung nicht erfüllt, so wird der Wert für die erforderliche Kippsicherheit  $\eta = 1,5$  nicht eingehalten und die notwendige Standsicherheit für die Außenschale nicht erreicht.

$$e = e_a > e_{zul} = \frac{t_a}{3} \quad (3.48)$$

Die Grenze für die Notwendigkeit zum Vernadeln der Außenschalen wird in dieser Arbeit in Abhängigkeit von der vorhandenen Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  nach der Gleichung 3.49 definiert, siehe auch Tabelle 3.3.

$$e_a \geq \frac{t_a}{6} = e_a^g \quad (3.49)$$

Dieser auf der sicheren Seite liegende Grenzwert  $e_a^g$  für die Notwendigkeit zum Vernadeln der mehrschaligen Mauerwerkswand läßt sich begründen durch die meist fehlenden Informationen zur genaueren Berechnung der Exzentrizität der Außenschale  $e_a$ , sowie den in vielen Fällen unzureichenden Kenntnisstand über den Gefügestand der Innenfüllung und die daraus resultierenden Lasten auf die Außenschalen.

Zusätzlich werden zwei zeitliche Zustände des Kräftespiels in der mehrschaligen Mauerwerkswand definiert. Durch den **Istzustand** wird der Zustand vor einer Untersuchung zum Beispiel durch einen Ingenieur gekennzeichnet. Der **Endzustand** stellt den Zustand nach der Untersuchung und einer möglichen Instandsetzungsmaßnahme der mehrschaligen Mauerwerkswand dar.

• **Istzustand** → Kennzeichnung durch den Index **I**

• **Endzustand** → Kennzeichnung durch den Index **II**

Für den Istzustand und den Endzustand wird eine weitere Unterteilung in den Fall A und B vorgenommen:

• **Fall A** → Die vertikalen Lasten aus dem Istzustand entsprechen denen aus dem Endzustand

• **Fall B** → Die vertikalen Lasten aus dem Istzustand entsprechen nicht denen aus dem Endzustand

In der Tabelle 3.3 ist die Notwendigkeit für Quervernadelung der Außenschale in Abhängigkeit vom Istzustand und Endzustand und den jeweiligen zugehörigen Exzentrizitäten der Außenschale aufgeführt. Für den Fall A1 und B1 nach Tabelle 3.3 ist für den Endzustand keine Vernadelung der Außenschalen erforderlich. Der Grenzwert für die Exzentrizität der Außenschale  $e_a^g$  wird im Istzustand wie auch im Endzustand eingehalten. Entsprechen die Exzentrizitäten der Außenschalen  $e_a$  für den Istzustand und den Endzustand denen aus dem Fall A2 und B2, so ist für den Endzustand die Vernadelung der Außenschalen erforderlich. Für den Fall A2 werden die angreifenden Lasten nicht erhöht, jedoch ist mit weiteren Verformungen (Ausbauchung) der Außenschale in x-Richtung zu rechnen und somit von einem Überschreiten des zulässigen Wertes  $e_a^g$  auszugehen. Im Fall A3 ist der Grenzwert  $e_a^g$  im Istzustand wie im Endzustand nicht eingehalten. Werden in diesem Fall die Außenschalen vernadelt, so wirken zunächst keine Kräfte in den Nadelankern. Wie im Fall A2 nehmen die Nadelanker erst dann Kräfte auf, wenn weitere Verformungen der Außenschale auftreten. Das Vernadeln der Außenschale in diesem Fall hat zunächst ausschließlich die Sicherung des Bestandes als Aufgabe. Im Gegensatz zum Fall A3 erfolgt im Fall B3 eine Erhöhung der Lasten in der mehrschaligen Mauerwerkswand. Der Grenzwert  $e_a^g$  ist im Fall B3 bereits im Istzustand nicht eingehalten. Werden nun im Endzustand die vertikalen Lasten  $q_{v,a}^I$  um den Differenzbetrag  $\delta q_{v,a}^I$  erhöht, nimmt die Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  zu. Dies trifft hauptsächlich für Außenschalen zu, die bereits eine große Ausbauchung besitzen, oder für mehrschalige Mauerwerkswände mit weicher Innenfüllung, bei denen die Lasten auf die Innenfüllung im Endzustand erhöht werden. Hieraus resultiert eine Erhöhung der horizontalen und exzentrisch vertikal angreifenden Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen.

		Istzustand		Endzustand		Vernadelung der Außenschalen
		Exzentrizität	Lasten	Exzentrizität	Lasten	
Istzustand = Endzustand	A1	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$e_a^{II} \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I = q_{v,a}^{II}$	nicht erforderlich
			$q_{h,i}^I$		$q_{h,i}^I = q_{h,i}^{II}$	
			$q_{w,i}^I$		$q_{w,i}^I = q_{w,i}^{II}$	
	A2	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I = q_{v,a}^{II}$	eventuell erforderlich
			$q_{h,i}^I$		$q_{h,i}^I = q_{h,i}^{II}$	
			$q_{w,i}^I$		$q_{w,i}^I = q_{w,i}^{II}$	
	A3	$e_a^I > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I = q_{v,a}^{II}$	erforderlich
			$q_{h,i}^I$		$q_{h,i}^I = q_{h,i}^{II}$	
			$q_{w,i}^I$		$q_{w,i}^I = q_{w,i}^{II}$	
Istzustand $\neq$ Endzustand	B1	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$e_a^{II} \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a}$	nicht erforderlich
			$q_{h,i}^I$		$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i}$	
			$q_{w,i}^I$		$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i}$	
	B2	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a}$	erforderlich
			$q_{h,i}^I$		$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i}$	
			$q_{w,i}^I$		$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i}$	
	B3	$e_a^I > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a}$	erforderlich
			$q_{h,i}^I$		$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i}$	
			$q_{w,i}^I$		$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i}$	
	B4	$e_a^I > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a,g}$	siehe Erläuterung
			$q_{h,i}^I$	$e_a^{II} \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i,g}$	
			$q_{w,i}^I$		$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i,g}$	

Tabelle 3.3: Kriterien für das Vernadeln der Außenschalen mehrschaligen Mauerwerks

Werden in die Außenschale im Endzustand höhere vertikale Lasten eingeleitet als die im Istzustand vorhandenen Lasten, und besitzt die Außenschale eine sehr geringe Verformung in x-Richtung, so kann durch die vertikalen Lasten im Endzustand die Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  reduziert werden. Für den Fall *B4* muß somit für den Endzustand zwischen dem Lastfall Eigengewicht und dem Lastfall Vollast unterschieden werden. Nur für den Fall, daß auch bei dem Lastfall Eigengewicht der Grenzwert  $e_a^g$  eingehalten wird, kann auf die Vernadelung der Außenschale verzichtet werden. Für die bereits beschriebenen Fälle *A1-A3* und *B1-B3* ist für den Endzustand der Lastfall Vollast maßgebend. In der Abbildung A.2 im Anhang sind die einzelnen Fallunterscheidungen aus dem Istzustand und dem Endzustand mit und ohne erforderliche Vernadelung der Außenschalen aufgeführt.

Die Exzentrizitäten  $e_a^I$  und  $e_a^{II}$  der Außenschale errechnen sich für den Istzustand und den Endzustand nach den Gleichungen 3.50 und 3.51.

$$e_a^I = \frac{M_{a,ges}^I}{N_{a,m}^I} \quad (3.50)$$

$$e_a^{II} = \frac{M_{a,ges}^{II}}{N_{a,m}^{II}} \quad (3.51)$$

## Kapitel 4

# Algorithmus zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl und deren Anordnung

In dem folgenden Kapitel wird auf der Grundlage der in Kapitel 2 und Kapitel 3 beschriebenen Ausführungen zur Instandsetzung und zum Tragverhalten von Mauerwerk die Entwicklung eines Algorithmus zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl und deren geometrische Anordnung beschrieben. Dabei geht es um das Vernadeln mehrschaliger Mauerwerkswände ohne Injektion der Innenfüllung. Der Gefügestand der Innenfüllung wird als weich angenommen.

### 4.1 Problemstellung und Ziele

Wie in Kapitel 2.5 bereits erläutert wurde, werden in der Praxis zur Sicherung der Standsicherheit beziehungsweise zur Erhöhung der Tragfähigkeit die Außenschalen der mehrschaligen Mauerwerkswand in Querrichtung vernadelt und die Innenfüllung injiziert. Nach der Durchführung dieser beiden Instandsetzungsmaßnahmen werden die vertikalen Lasten, die in den mehrschaligen Querschnitt eingeleitet werden, in Abhängigkeit von der vorhandenen Dehnsteifigkeit der Einzelschalen abgetragen. Das Injizieren stellt jedoch aus denkmalpflegerischen Gesichtspunkten einen tiefen und nicht mehr umkehrbaren Eingriff in das materielle und konstruktive Gefüge des Mauerwerks dar. Es stellt sich die Frage, inwieweit auf das Injizieren der Innenfüllung verzichtet werden kann und ausschließlich durch das Vernadeln der Außenschalen die Standsicherheit der mehrschaligen Mauerwerkswand erreicht wird und gegebenenfalls die Tragfähigkeit der Konstruktion gesteigert werden kann. Es wird nicht der Gesamtquerschnitt der mehrschaligen Mauerwerkswand betrachtet, sondern ausschließlich das statische System der Außenschalen mit den einwirkenden Lasten.

Zur Beantwortung dieser Frage mußten die in den Kapitel 2 und 3 erläuterten Themengebiete in Modelle integriert und Parameterstudien durchgeführt werden. Diese verfolgten das Ziel, unter Einhaltung vordefinierter Randbedingungen die erforderliche, minimale Nadelankeranzahl und die dazugehörige geometrische Anordnung der Nadelanker zu bestimmen. Die Modelle zur Durchführung der

Parameterstudien mußten so entwickelt werden, daß mit ihnen die folgenden mechanischen Eigenschaften bzw. mechanischen Randbedingungen des Werkstoffes Mauerwerk abgebildet und überprüft werden konnten. Zusätzlich war es notwendig, konstruktiv bedingte Randbedingungen, die in Bezug zur geometrischen Anordnung der Nadelanker standen, zu definieren:

- Einhaltung der zulässigen Druckspannungen
- Einhaltung der zulässigen Biegezugspannungen parallel und senkrecht zur Lagerfuge
- Begrenzung der Verformung der Außenschale
- Einhaltung der zulässigen Schubspannungen
- Einhaltung der zulässigen Einzelkräfte auf den Einzelstein

Die konstruktiven Randbedingungen ergaben sich aus der geometrischen Anordnung der Nadelanker in den Randbereichen der Außenschalen sowie aus den lichten Abständen der Nadelanker untereinander. Für die geometrische Anordnung der Nadelanker ergab sich zunächst eine unendlich große Anzahl unterschiedlicher Möglichkeiten.

Die Parameterstudien sollten als Ergebnis die minimal erforderliche Nadelankeranzahl sowie die bestmögliche geometrische wie auch konstruktive Anordnung der Nadelanker als Lösung hervorbringen. Dies stellte sich als ein komplexes Optimierungsproblem dar. Die einzelnen Teilprozesse, die zu dem gewünschten Ergebnis führen sollten, sind als Grundmodule in der Abbildung 4.1 dargestellt.

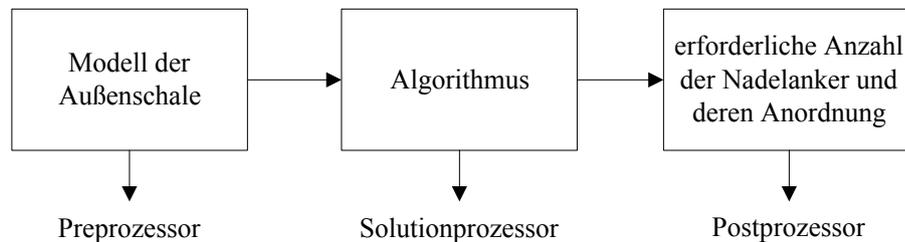


Abbildung 4.1: Grundmodule der Optimierung zur Generierung der Nadelankerbilder

## 4.2 Methode

Zur Lösung der vorliegenden Problemstellung - der Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl und deren geometrischen Anordnung mit dem Ziel, die Tragfähigkeit der Außenschale einer mehrschalig unverbesserten Mauerwerkswand zu erhöhen - gibt es unterschiedliche Lösungsstrategien, die aus der Betriebswirtschaftslehre übernommen werden können. Hierbei wird nach [32] unterschieden zwischen den Metastrategien, die zu den Verbesserungsverfahren gehören:

- Simulated Annealing
- Tabu Search
- genetische Algorithmen,

und den Verfahren für Maximierungs- Minimierungsprobleme durch Modifizierung der Aussagen:

- Branch-and-Bound

Solche komplexen Optimierungsprobleme lassen sich durch unterschiedliche Optimierungsalgorithmen lösen. Ein sehr einfaches und sehr flexibles Werkzeug, welches nahezu optimale Lösungen oft sehr schnell ermittelt, ist die Tabu-Search-Methode. Die Tabu-Search-Methode [31], [32], [60], [101], [135] gehört zu den Verfahren der Lösungsraumsuche, wobei es sich um eine intelligente Meta-Strategie zur heuristischen Lösung komplexer Optimierungsprobleme handelt. Hierbei wird versucht, eine Ausgangslösung in eine bessere zu transformieren, um ausgehend von dieser abermals eine Verbesserung bis hin zur optimalen Lösung durchzuführen.

Die Grundidee der Tabu-Search-Methode ist die Nachbarschaftssuche. Hierbei werden alle Züge, die zu Lösungen aus der Nachbarschaft von  $x$  führen, untersucht. Als Zug wird der Übergang von einer Lösung  $x$  in die durch Ausführung eines Zuges erreichte Lösung  $x'$  durch Veränderung einer Variablen der Lösungsmenge bezeichnet. Jede Lösung  $x'$ , die durch Ausführung eines Zuges  $x$  erreichbar ist, wird als Nachbarlösung bezeichnet. Die Nachbarschaft von  $x$  ist die Menge aller Nachbarn  $X' = [x'_1 \dots x'_n]$ . Um die Anzahl der Züge zu beschränken und eine Wiederholung der Züge zu vermeiden, müssen Verbote, sogenannte Tabus definiert werden. Bei der Tabu-Search-Methode unterscheidet man zwischen statischen und dynamischen Tabus. Die Optimierungsmethode mit dynamischen Tabus speichert im Gegensatz zur Methode mit statischen Tabus alle bisher durchgeführten Züge, wodurch jeder aktuell in Frage kommende Zug in jeder Iteration explizit daraufhin überprüft wird, ob er tatsächlich zu einer bereits gefundenen Lösung zurückführt. Für das vorliegende Optimierungsproblem wurde ein statischer Ansatz gewählt, da die Vorgänge mit dynamischen Tabus wesentlich komplexer sind und die Ergebnisse mit einem statischen Ansatz ausreichend gute Lösungen der Problemstellungen ergeben.

Der Gesamtablauf der Entwicklung eines Nadelankerbildes ist in der Abbildung 4.2 dargestellt, dabei bestand der eigentliche Optimierungsprozeß aus den zwei folgenden Algorithmen:

- Eröffnungsverfahren → Generierung der Ausgangslösung Kapitel 4.4
- Verbesserungsverfahren → Endoptimierung Kapitel 4.5

Das Eröffnungsverfahren beziehungsweise die Generierung der Ausgangslösung diente dazu, eine erste zulässige Lösung des vorliegenden Problems zu bestimmen. Das Verbesserungsverfahren, in dieser Arbeit als Endoptimierung bezeichnet, begann mit einer bereits gefundenen zulässigen Lösung des Problems und versuchte diese nach bestimmten vorgegebenen Kriterien zu verbessern. Wurde die Endoptimierung durchgeführt, erfolgte die Anpassung des Nadelankerrasters in definierten Grenzen an die Erfordernisse der Praxis und die mathematische Analyse des generierten Nadelankerrasters und

seiner Gesetzmäßigkeiten in Abhängigkeit von den definierten Parametern, die auf die Außenschale wirkten bzw. durch die sie beschrieben wurde. Zuletzt wurde das korrigierte Nadelankerbild in einer weiteren Berechnung auf die Einhaltung der Randbedingungen hin überprüft, siehe hierzu Kapitel 6.2.

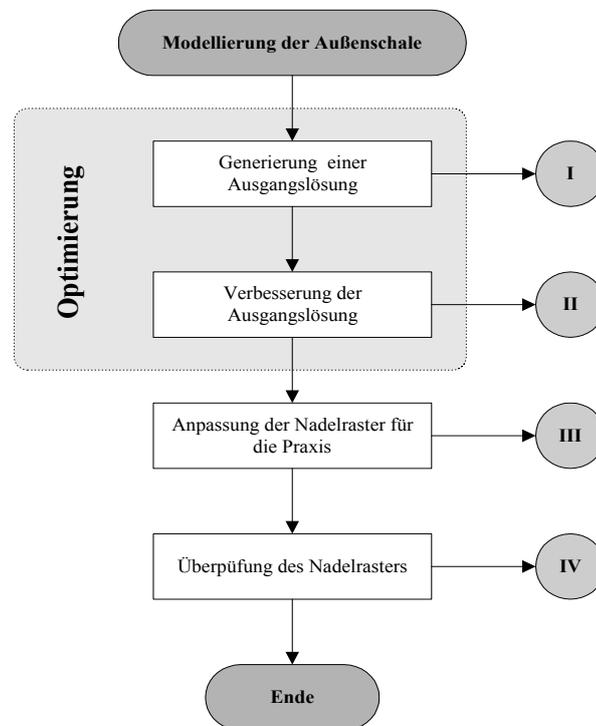


Abbildung 4.2: Prozeßablauf zur Generierung der Nadelankerbilder

Der hier beschriebene eigentliche Optimierungsprozeß, bestehend aus der Generierung einer Ausgangslösung und der Endoptimierung der Ausgangslösung, kann nach Abbildung 4.3 in drei Phasen unterteilt werden.

In der Phase 1 wurden Nadelanker generiert, bis die vorhandenen Durchbiegungen in x-Richtung und vorhandene Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge Werte erreichten, die kleiner waren als die zulässigen. Wurde eine Lösung generiert, begann die Phase 2 mit der Überprüfung der zulässigen Nadelankerkräfte und der zulässigen Schubspannungen. Hierbei unterschieden sich die Tabus der Züge zwischen den beiden Phasen. In der Phase 1 wurden Nadelanker an den Knoten generiert, die nicht mit einem Tabu belegt waren. In der Phase 2 wurden Nadelanker von einem vorhandenen Nadelanker aus an Knoten, die nicht mit einem Tabu belegt waren und die der erlaubten Richtung eines Zuges entsprach, generiert. Die Züge, die nicht tabu gesetzt waren und die beste Lösung beinhalteten, wurden gespeichert. In der Phase 3 wurde die in der Phase 1 und 2 gefundene Lösung der Nadelanckeranordnung bis zur Einhaltung eines vorgegebenen Abbruchkriteriums verbessert. Das Abbruchkriterium wurde hier durch die Anzahl der Optimierungsschritte definiert. Der Nachteil einer so gefundenen Lösung bestand darin, daß die Lösung lediglich ein lokales Optimum darstellte. Ein lokales Optimum war dann gegeben, wenn kein Nachbar einen besseren Zielfunktionswert aufwies

als die betrachtete Lösung. Es wurden keine anderen Lösungsräume ermittelt, die vielleicht bessere Zielfunktionswerte erreicht hätten. Dies bedeutet, daß die Tabu-Search-Methode temporäre Zielfunktionsverschlechterungen zuließ.

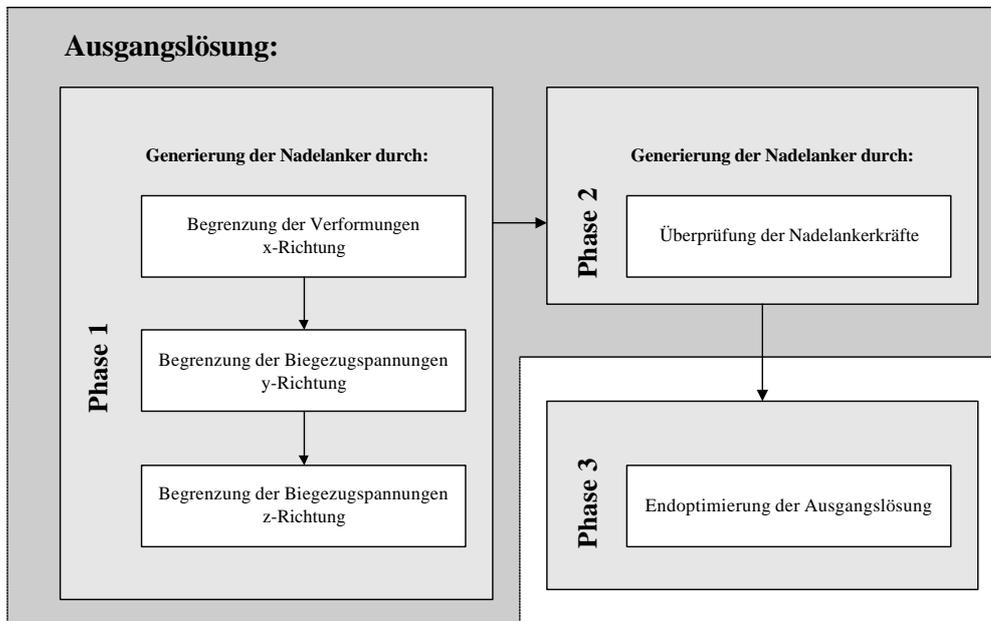


Abbildung 4.3: Optimierungsphasen

Zur Durchführung des Optimierungsalgorithmus wurde die Außenschale als Finites Elemente Modell generiert, siehe hierzu auch Kapitel 5.1. Das Finite Elemente Modell der Außenschale wurde am Wandkopf und Wandfuß unterschiedlich gelagert, siehe Kapitel 5.2.2. Die Modellierung der Außenschale mit Hilfe der Finiten Elemente Methode ist im Kapitel 5.1.1 erläutert. Die Durchführung des Optimierungsprozesses erforderte eine spezielle Knotenanordnung, damit Knoten, an denen keine Nadelanker angeordnet werden durften, mit einem Tabu belegt werden konnten.

### 4.3 Strategien der Optimierung

Zur Ermittlung einer Ausgangslösung, die die erforderliche Nadelankeranzahl unter Einhaltung der definierten Randbedingungen als Ergebnis hatte, mußte vor der Durchführung der Optimierung geklärt werden, nach welchen Strategien die Nadelanker an den Knoten des Finiten Elemente Modells angebracht werden sollten. Die Strategien der Nadelankeranordnung wurden so gewählt, daß das in der Optimierung ermittelte Nadelankerbild frei von vorhandenen Anordnungsschemen, wie sie in der Praxis bestehen, generiert werden. Diese freie Generierung der Nadelankeranordnung verhinderte, daß durch vordefinierte Anordnungsmöglichkeiten die vielleicht "beste Lösung der Nadelankeranordnung" durch den Optimierungsalgorithmus nicht gefunden werden konnte.

Zur Auswahl standen die beiden folgenden Strategien zur Generierung der Nadelanker.

- Maximalwert-Positionierung
- Mittelwert-Positionierung

Die Maximalwert-Strategie in Abbildung 4.4 beruht auf der Tatsache, daß die Biegezugspannungen und Verformungen der Außenschalen miteinander korrelieren. Dies bedeutete, daß an dem Knoten des Finiten Elemente Modells der Außenschale, an welchem die zulässigen Werte der Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge oder Verformung der Außenschale in x-Richtung überschritten sind, ein Nadelanker angeordnet wurde. An dieser Stelle befand sich gleichzeitig der Maximalwert dieser zulässigen Werte. Die Außenschale wurde so erzeugt, daß sich jeweils an den Knoten der Innenseite und Außenseite der Außenschale eine durchlaufende Nummerierung der Knoten ergab. Die abgefragten Werte wurden zur späteren Analyse in Matrizen gespeichert. Wurde der Knoten mit den maximalen Verformungen oder maximalen Biegezugspannungen ermittelt und die Abbruchkriterien an diesem Knoten nicht eingehalten, wurde hier ein Nadelanker eingebaut. Besaßen nun mehrere Knoten zum Beispiel die gleiche Verformung in x-Richtung und war dieser Wert größer als der zulässige, wurde zunächst an dem zuletzt abgefragten Knoten ein Nadelanker eingebaut.

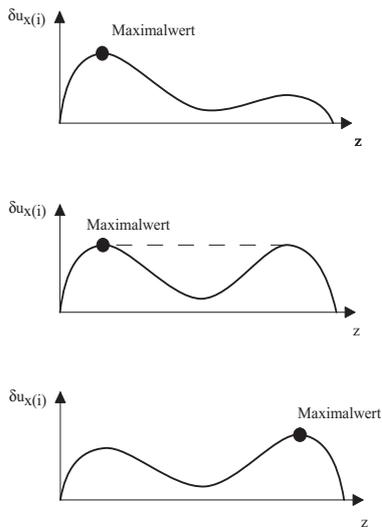


Abbildung 4.4: Maximalwert-Strategie

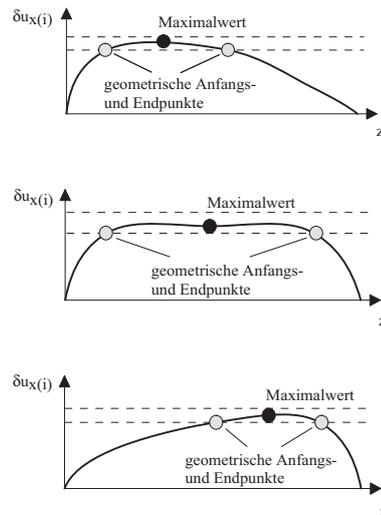


Abbildung 4.5: Mittelwert-Strategie

Bei der Strategie der Maximalwert-Positionierung ergab sich, daß der zuerst gesetzte Anker sich im Randbereich der Außenschale befand. Bei der Mittelwert-Positionierung wurde zuerst in der Mitte der Außenschale der Nadelanker gesetzt. Bei dieser Methode mußte eine der Grenzen des zulässigen Bereiches festgelegt werden (gestrichelte Linie in Abbildung 4.5). Dies setzte voraus, daß die Maximalwerte der Verformungen in x-Richtung und der Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge bekannt waren. Der Nachteil dieser Methode lag darin, daß zwei Schleifen generiert werden mußten. Die eine Schleife speicherte die Werte der Verformungen und der Biegezugspannungen der einzelnen Knoten, die zweite Schleife nahm die Auswertung mit der neu gesetzten unteren Schranke vor. Durch das Durchlaufen der Schleifen stieg die Rechenzeit sehr stark an. Aus diesem Grund wurde für die Optimierung die Strategie der Maximalwert-Positionierung gewählt.

## 4.4 Generierung der Ausgangslösung

### 4.4.1 Begrenzung der Durchbiegung in x-Richtung

Die Generierung der Ausgangslösung begann damit, die vorhandenen Verformungen der Außenschalen in x-Richtung auf einen definierten zulässigen Wert zu begrenzen. Das Finite Elemente Netz der Außenschale in Abbildung 4.6 wurde in Abhängigkeit von der statischen Lagerung mit einer angenommenen vorhandenen Verformungsfigur mit den x-Koordinaten  $u_{x(i),vorh}$  erzeugt. Diese Außenschale wurde zunächst ausschließlich durch vertikale Lasten aus dem Eigengewicht belastet.

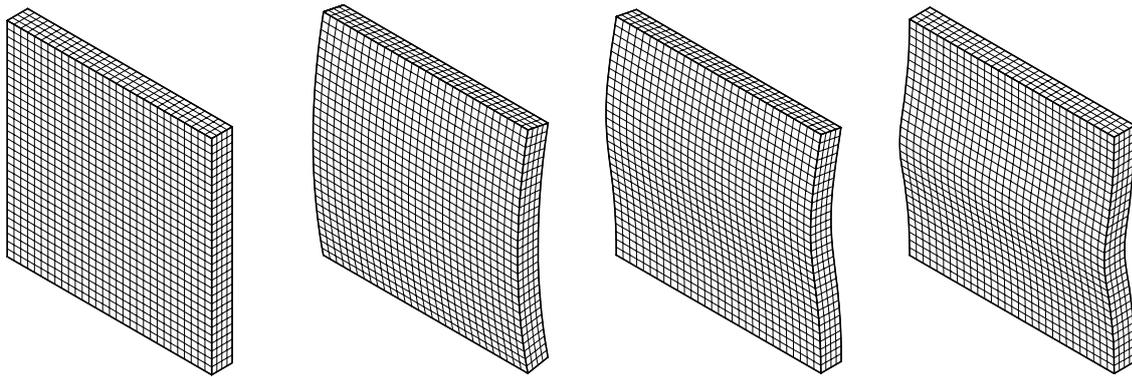


Abbildung 4.6: Elementnetz der Außenschale

Anschließend wurden in die Außenschale Lasten aus der Innenfüllung nach der Silotheorie von Janssen aus Kapitel 3.1 und eine vertikal angreifende Last  $q_{v,a}$  am Wandkopf eingeleitet. An diesem System wurde eine linear-elastische Berechnung der Außenschale durchgeführt. Nach der Durchführung der Berechnung wurden die geometrische Lage der Knoten der Außenschale in x-Richtung und der Absolutwert der neuen vorhandenen Verformungen in x-Richtung  $u_{x(i),neu}$  in einer einspaltigen Matrize abgespeichert. Die Berechnung der Differenzverformung  $\delta u_{x(i)}$  erfolgte nach Gleichung 4.1 durch Subtraktion der Matrizen nach Gleichung 5.5.

$$\delta u_{x(i)} = u_{x(i),neu} - u_{x(i),vorh} \quad (4.1)$$

$$\begin{pmatrix} \delta u_{x(1)} \\ \vdots \\ \delta u_{x(n)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_{x(1),neu} \\ \vdots \\ u_{x(n),neu} \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} u_{x(i),vorh} \\ \vdots \\ u_{x(i),vorh} \end{pmatrix} \quad (4.2)$$

Aus der Matrize mit den Differenzverformungen  $\delta u_{x(i)}$  wurde der Maximalwert ausgelesen und mit dem vordefinierten Abbruchkriterium für die Einhaltung der zulässigen Verformungen  $u_{x(i),zul}$  in x-Richtung verglichen. Wurde das in der Gleichung 4.3 aufgeführte Abbruchkriterium nicht eingehalten, wurde an dem Knoten mit der maximalen Differenzverformung (siehe hierzu Strategie der Maximalwert-Positionierung Kapitel 4.3)  $\delta u_{x(i)}$  in x-Richtung ein Nadelanker generiert und eine anschließende Neuberechnung der Außenschale durchgeführt.

Damit ein Nadelanker in der Form eines Stabelementes (siehe Kapitel 5.1) eingebaut werden konnte, mußte ein Anfangsknoten  $n_i$ , der sich auf der Außenseite der Außenschale befand, und ein Endknoten  $n_{pi}$  bei dem geometrischen Wert  $t_i/2$  zum Einbau des Stabelementes vorhanden sein. Jedoch bestand die Möglichkeit, daß an diesem selektierten Knoten oder in unmittelbarer Nähe bereits ein Nadelanker angeordnet war. Um dieses Problem zu umgehen, wurden die Knoten  $n_{(i)}$ , an dem bereits ein Nadelanker angebracht wurde und jene Knoten, die in einem vordefinierten geometrischen Abhängigkeitsverhältnis zu diesem Knoten  $n_{(i)}$  standen, mit einem vordefinierten Wert in der Knotenmatrix gekennzeichnet. Dieser Wert symbolisierte ein Tabu, wodurch die Erzeugung eines weiteren Nadelankers an diesem Knoten  $n_{(i)}$  und an dem Knoten, der in einer vordefinierten geometrischen Abhängigkeit zu dem Knoten  $n_{(i)}$  stand, untersagt wurde. Es wurde somit an dem Knoten, der in nächster geometrischer Umgebung zu dem Knoten  $n_{(i)}$  lag und für den kein Tabu bestand, ein Nadelanker eingebaut. Die Nummer und die Koordinaten des Knotens  $n_{(i)}$  wurden anschließend in eine Matrize geschrieben. Für diesen Knoten  $n_{(i)}$  wurden nun Verbote festgelegt, Abbildung 4.7.

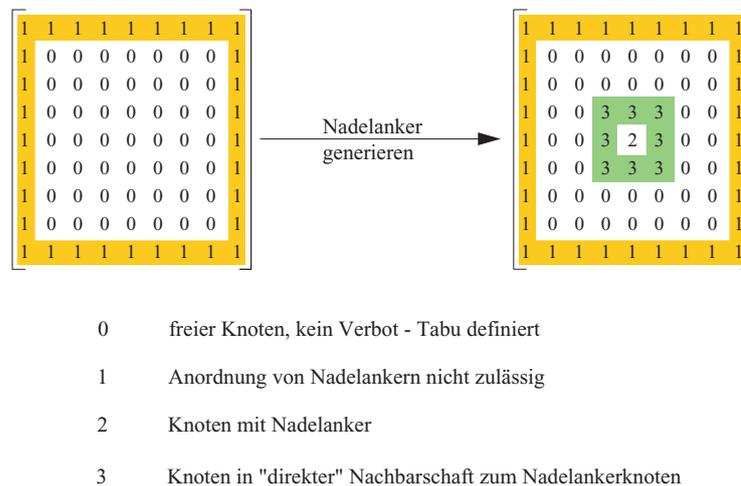


Abbildung 4.7: Matrize zur Definition der Knoten, an denen Nadelanker generiert werden durften, und jenen, die mit "Verboten - Tabu" gekennzeichnet waren

Zu dem Anfangsknoten  $n_{(i)}$  bzw.  $n_{(i)}$  wurde nun ein Partnerknoten oder Endknoten  $n_{p(i)}$  an der Symmetrieachse des Gesamtquerschnittes der mehrschaligen Mauerwerkswand in x-Richtung generiert, Abbildung 4.8.

Die Lasten nach der Silotheorie wurden symmetrisch um die Mittelachse der Außenschale aufgebracht. Vorversuche haben gezeigt, daß zudem aus einer symmetrischen Lagerung der Außenschale um diese Achse eine symmetrische Anordnung der Nadelanker resultierte. Zur Reduzierung der Rechenzeit wurde direkt im Anschluß an den Einbau eines Nadelankers nach der Maximalwert-Positionierung an dem Knoten  $n_{(i)}$  bzw.  $n_{(i)}$  an deren Symmetrieknoten  $n_{(j)}$  bzw.  $n_{(j)}$  um die y-Achse ein weiterer Nadelanker eingebaut, Abbildung 4.9. Befand sich der Nadelanker bereits auf der y-Symmetrieachse, wurde dessen Knoten in der Matrix mit einer vordefinierten Zahl markiert. Es konnte somit zu diesem Nadelanker kein Symmetrienadelanker eingebaut werden.

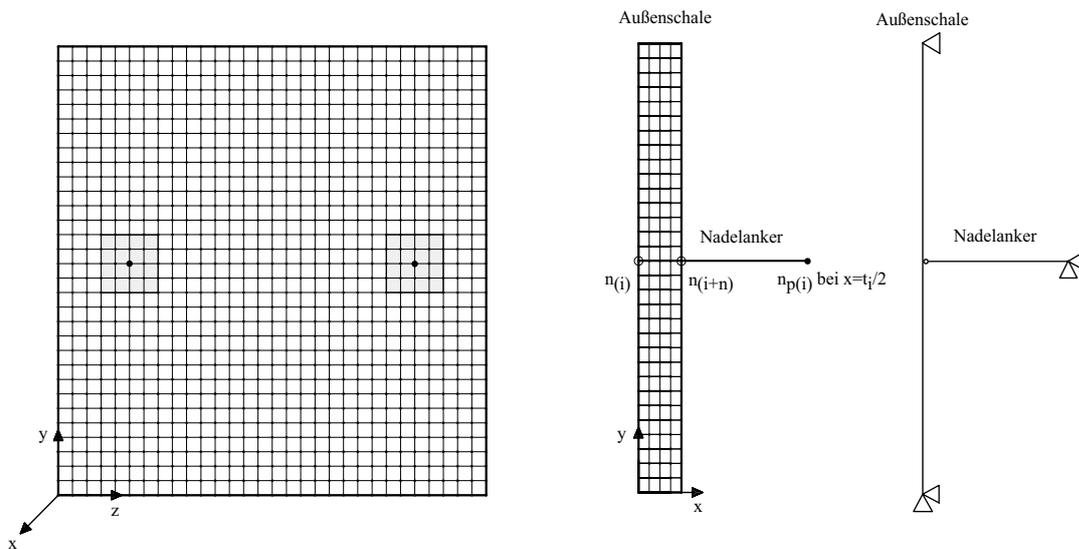


Abbildung 4.8: Anordnung eines Nadelankers an einen Knoten  $n_i$  und  $n_{(i+1)}$  des Finiten Element Netzes der Außenschale

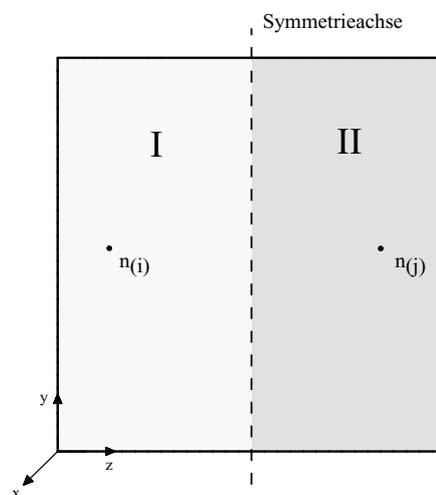


Abbildung 4.9: Symmetrienausnutzung der Außenschale zur Generierung der Nadelanker

Der Algorithmus zur Überprüfung der zulässigen Durchbiegung in x-Richtung ist im Anhang in der Abbildung A.3 dargestellt. Dieser wurde dann beendet, wenn an allen Knoten der Außenschale das Abbruchkriterium für die Verformungen in x-Richtung nach der Gleichung 4.3 eingehalten war.

$$\delta u_{x(i)} \leq u_{x,zul} \quad (4.3)$$

#### 4.4.2 Begrenzung der Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge

Wie in Abbildung 4.3 dargestellt, erfolgte im Anschluß an die Überprüfung der Verformungen in x-Richtung die Abfrage der vorhandenen Biegezugspannungen  $\sigma_{y(i),vorh}$  senkrecht zur Lagerfuge an den einzelnen Knoten. Diese Werte der Biegezugspannungen wurden auf die Einhaltung des zulässigen Wertes  $\sigma_{y,zul}$  überprüft, siehe hierzu Kapitel 4.5.1. Das Vorgehen zur Überprüfung der zulässigen Biegezugspannungen entsprach dem in Kapitel 4.4.1 beschriebenen Algorithmus zur Überprüfung der Verformungen in x-Richtung der Außenschale. Die abgefragten Werte der vorhandenen Biegezugspannungen in den Knoten der Außenschale wurden in eine Matrize nach Gleichung 4.4 abgespeichert, und anschließend wurde das Abbruchkriterium nach der Gleichung 4.6 auf dessen Einhaltung überprüft. Wurde das Abbruchkriterium nicht eingehalten, mußten an den maßgebenden Knoten der Außenschale weitere Nadelanker angebracht werden. Dies erfolgte analog zur Vorgehensweise der Nadelankeranordnung aus Kapitel 4.4.1. Im Anschluß daran wurde eine Berechnung der modifizierten Außenschale durchgeführt. Der Algorithmus zur Begrenzung der zulässigen Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge  $\sigma_{y,zul}$  ist im Anhang in der Abbildung A.4 dargestellt.

$$\sigma_{y(i),vorh} = \begin{pmatrix} \sigma_{y_x(1)} \\ \vdots \\ \sigma_{y_x(n)} \end{pmatrix} \quad (4.4)$$

Durch die Vernadelung der Außenschale wurde deren statisches System verändert. Die Abtragung der Lasten erfolgte nun nicht mehr ausschließlich einachsig, sondern es konnte durch die punktuelle horizontale Lagerung der Außenschale eine zweiachsige Lastabtragung beobachtet werden. Zusätzlich zu den Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge traten auch Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge auf. Diese Biegezugspannungen mußten wie die Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge daraufhin überprüft werden, ob das in der Gleichung 4.7 aufgeführte Abbruchkriterium eingehalten wurde. Die vorhandenen Werte der Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge  $\sigma_{z(i),zul}$  wurden in der Matrize nach Gleichung 4.5 abgespeichert.

$$\sigma_{z(i),vorh} = \begin{pmatrix} \sigma_{z_x(1)} \\ \vdots \\ \sigma_{z_x(n)} \end{pmatrix} \quad (4.5)$$

In horizontaler Richtung wurden zur Einhaltung des Abbruchkriteriums die Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge  $\sigma_{z(i),zul}$  für Außenschalen mit einem Seitenverhältnis von  $\frac{l}{h} \geq 1,5$  maßgebend.

$$\sigma_{y(i)vorh} \leq \sigma_{y,zul} \quad (4.6)$$

$$\sigma_{z(i)vorh} \leq \sigma_{z,zul} \quad (4.7)$$

#### 4.4.3 Begrenzung der Schubspannungen

Im einem weiteren Schritt mußten die vorhandenen Schubspannungen  $\tau_{vorh}$  der Außenschale auf die Einhaltung des zulässigen Wertes  $\tau_{zul}$  überprüft werden.

Der Algorithmus, der zur Überprüfung der zulässigen Schubspannung  $\tau_{zul}$  der Außenschale erforderlich ist, entspricht dem zur Überprüfung der Werte für die zulässigen Verformungen in x-Richtung und den Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge und wird somit grafisch nicht dargestellt. Nach der DIN 1053 [24] genaueres Verfahren ist der Wert der zulässigen Schubspannung  $\tau_{zul}$  für plattenartig beanspruchtes Mauerwerk abhängig vom Rechenwert der Haftscherfestigkeit  $\beta_{rhs}$ , dem Reibungsbeiwert  $\mu$  und der vorhandenen Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge  $\sigma_d$ , siehe hierzu Gleichung 3.42 und 3.43.

Im Anschluß an die Berechnung der Außenschale wurden die Druckspannung und die vorhandenen Schubspannungen  $\tau_{vorh}$  ausgelesen und in einer Matrize abgespeichert. Der Wert für die Haftscherfestigkeit  $\beta_{rhs}$  wurde bereits im Vorfeld, in Anlehnung an die DIN 1053 [24] in Abhängigkeit von der abgeminderten Haftscherfestigkeit  $\sigma_{ohs}$  für die Mörtelgruppe I, in die Berechnung als Parameter eingelesen.

In die Berechnung der vorhandenen Schubspannung  $\tau_{vorh}$  darf nur der ungerissene Querschnitt der Mauerwerkswand einfließen. Zur Berücksichtigung vorhandener Risse in der Außenschale wurde die vorhandene Schubspannung  $\tau_{vorh}$  mit dem Faktor 2 multipliziert. Diese auf der sicheren Seite liegende Annahme berücksichtigt klaffende Risse, die bis zur Mitte des Querschnittes gehen. Für die Überprüfung des durch die Gleichung 4.8 definierten Abbruchkriteriums, wurde aus der Matrize der maximale Wert der vorhandenen Schubspannung  $\tau_{(i)vorh}$  ausgelesen und mit dem Wert der zulässigen Schubspannung  $\tau_{zul}$  verglichen. War die Bedingung aus der Gleichung 4.8 nicht eingehalten, mußten weitere Nadelanker bis zum Einhalten dieser Bedingung angeordnet werden. Anschließend wurde eine Neuberechnung der Außenschale durchgeführt.

$$\tau_{(i)vorh} \leq \tau_{zul} \quad (4.8)$$

#### 4.4.4 Begrenzung der Nadelankerkräfte

Eine weitere Randbedingung war die Einhaltung der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$ . Sie wird bestimmt durch die zulässige Kraft des Nadelankers, in Abhängigkeit von seinen Materialeigenschaften und seinem Durchmesser, der zulässigen Kraft, die über die Verbundwirkung aus dem Nadelanker in den Mauerstein eingeleitet werden kann, und der zulässigen horizontal gerichteten Einzellast aus dem Nadelanker in den Mauerwerksverband der Außenschale. Die zuletzt genannte zulässige Einzellast, ist wie die zulässige horizontale Flächenlast aus der Innenfüllung, durch welche die Außenschale auf Schub beansprucht wird, sehr stark abhängig von dem Zustand des vorhandenen Mauerwerkgefüges und der vertikalen Auflast.

Im Anschluß an die Berechnung einer Außenschale wurden die Nadelankerkräfte jedes einzelnen Nadelankers abgefragt und in einer Matrize abgespeichert. Zusätzlich wurden die Koordinaten der Nadelanker  $p_{n(i)}$  ausgelesen. Die Nadelankerkräfte wurden auf die Einhaltung des zulässigen Wertes  $f_{a_{zul}}$  durch das Abbruchkriterium aus der Gleichung 4.9 überprüft. Wurde der Wert der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  überschritten, mußte zu diesem Nadelanker, in Abhängigkeit von seiner geometrischen Position, ein weiterer Nadelanker angeordnet werden. Das heißt, für die bestehende Ausgangslösung

der vernadelten Außenschale wurden Nadelanker, die in Abhängigkeit von den bereits angeordneten Nadelankern standen, generiert, siehe Algorithmus in Kapitel A Abbildung A.5.

$$f_{a(i)vorh} \leq f_{a_{zul}} \quad (4.9)$$

Aus der Position des Nadelankers  $p_{n(i)}$  ergaben sich die Möglichkeiten der geometrischen Anordnung des neuen Nadelankers. Zur Definition dieser Möglichkeiten wurde die Außenschale in 25 Bereiche eingeteilt, Abbildung 4.10. Ausschließlich in diesen Bereichen durften die Nadelanker angeordnet werden.

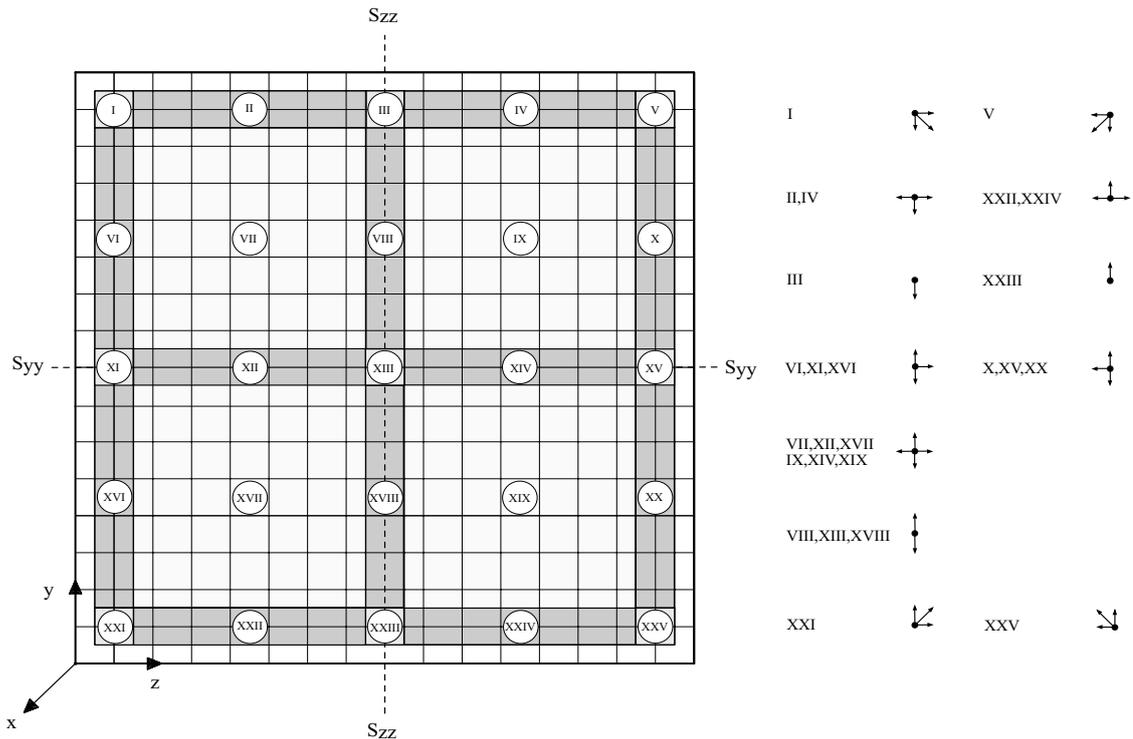


Abbildung 4.10: Einteilung der Außenschale in Bereiche und definierte geometrische Möglichkeiten zur Anordnung eines Nadelankers in Abhängigkeit von einem bereits generierten Nadelankers und seiner geometrischen Lage

Für jeden dieser Bereiche wurden unterschiedliche geometrische Abhängigkeiten für die Bestimmung eines neuen Knotens  $n'_{(i)}$  definiert. Maximal standen für die Anordnung eines neuen Nadelankers acht Knoten  $n'_{(i)}$  in geometrischer Abhängigkeit vom Knoten  $n_{(i)}$  zur Verfügung. Wurde zum Beispiel im Bereich XVI die zulässige Kraft  $f_{a_{zul}}$  eines Nadelankers überschritten, konnte nur an den Knoten  $n'_{(i)}$ , die in fünf Richtungen zum Knoten  $n_{(i)}$  lagen, ein weiterer Nadelanker angeordnet werden. Zusätzlich wurde als weiterer Parameter der Elementfaktor  $n_e$  in der Berechnung des Knotens  $n'_{(i)}$  berücksichtigt. Dieser Faktor beeinflusst den geometrischen Abstand der Knoten  $n_{(i)}$  und  $n'_{(i)}$  und steht in Abhängigkeit zur Größe der Finiten Elemente  $e_y$  und  $e_z$  in vertikaler und horizontaler Richtung.

Dieser minimal zulässige Abstand wurde nach Gleichung 4.10 berechnet.

$$e_{min} = n_e \cdot (e_{yz}) \quad \text{mit} \quad n_e = 6, 4, 2 \quad \text{und} \quad e_y = e_z = e_{yz} \quad (4.10)$$

Betrag der Elementfaktor  $n_e = 2$ , so lagen die Knoten  $n'_{(i)}$  in der definierten, direkten Nachbarschaft zum Knoten  $n_{(i)}$ , Abbildung 4.11.

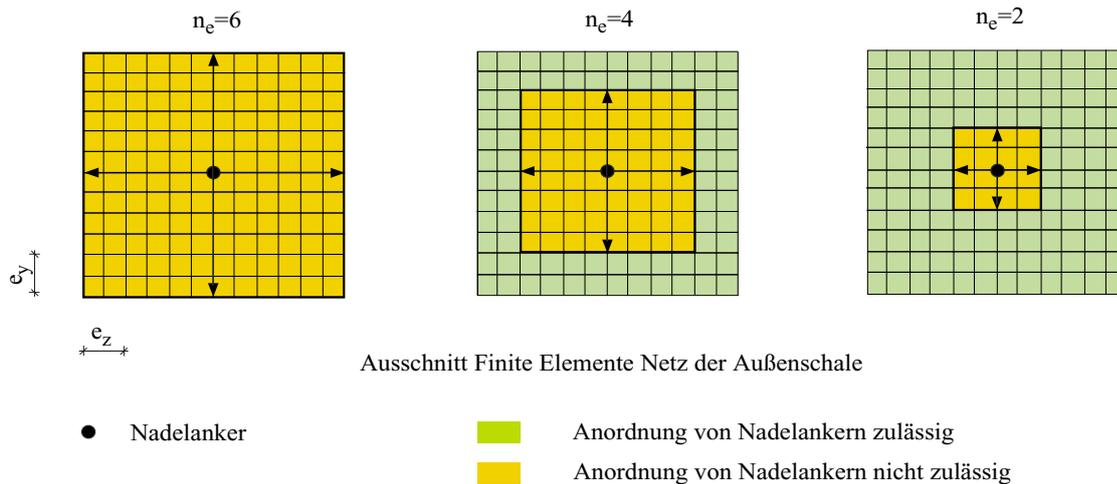


Abbildung 4.11: Einfluß der Nadelankeranordnung infolge unterschiedlicher Elementfaktoren  $n_e$

Aus konstruktiven Gründen durfte dieser Wert nicht unterschritten werden. Das heißt, der minimale Abstand der Nadelanker betrug hier  $a_h = a_v = 20\text{cm}$ . In Abhängigkeit von der Größe der Finiten Elemente wurde der Faktor  $n_e$  verändert, so daß sich immer die gleichen Werte für die Abstände  $a_h$  und  $a_v$  der Nadelanker ergaben. Die Knoten zur Anordnung der Nadelanker wurden nicht aus geometrischen Abhängigkeiten während der Optimierung bestimmt, sondern aus Matrizen eingelesen. Als Anfangswert wurde der Elementfaktor  $n_e = 3$  gesetzt. Wurde an allen zur Verfügung stehenden Knoten  $n'_{(i)}$ , die sich aus der geometrischen Abhängigkeit  $e_{min}$  zu einem Knoten ergaben, an welchem ein Nadelanker angeordnet war, dessen zulässige Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  überschritten, veränderte sich der Wert  $n_e$  bis zu dem Minimalwert  $n_e = 1$ , siehe Abbildung 4.12. Dieses Verfahren wurde solange wiederholt, bis das Abbruchkriterium für die zulässige Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  nach der Gleichung 4.9 eingehalten wurde.

## 4.5 Optimierung der Ausgangslösung, Endoptimierung

In Kapitel 4.4 wird beschrieben, wie durch die Einhaltung unterschiedlicher definierter Abbruchkriterien eine Ausgangslösung der Nadelankeranordnung ermittelt wurde. Diese Ausgangslösung stellte ein Ergebnis dar, über dessen Qualität und Güte noch keine Aussage existierte. Somit mußte eine Möglichkeit gefunden werden, das generierte Nadelankerbild in Bezug auf seine Güte und Qualität zu beurteilen und gegebenenfalls daraus eine bessere Lösung zu finden.

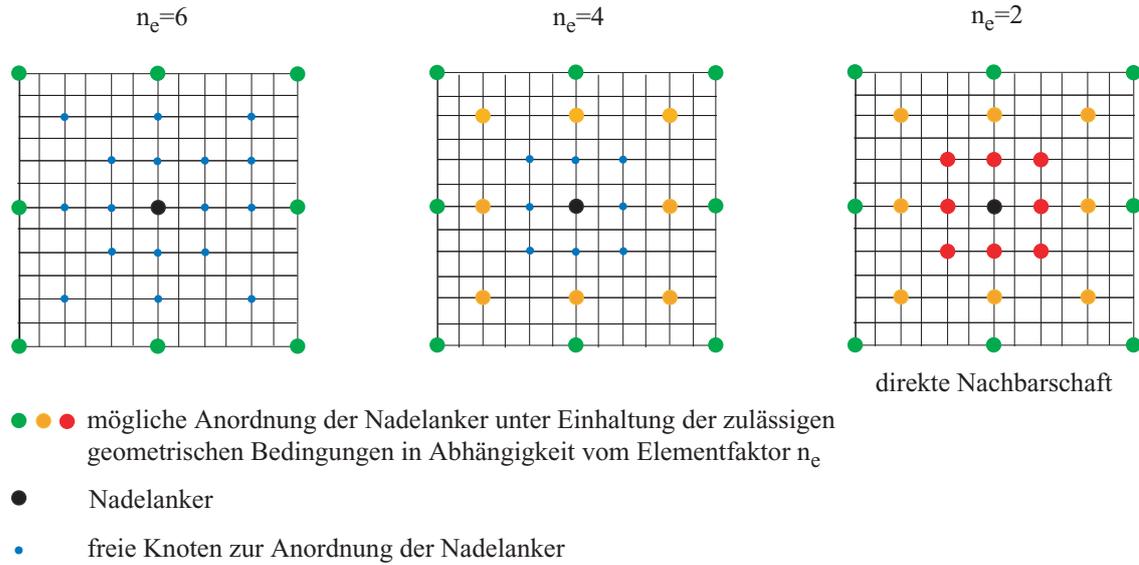


Abbildung 4.12: Mögliche geometrische Anordnung der Nadelanker in Abhängigkeit von unterschiedlichen Elementfaktoren  $n_e$

Zunächst mußte ein Verfahren entwickelt werden, durch das die Güte der Lösung beurteilt werden konnte. Die Güte einer gefundenen Ausgangslösung kann nur durch den Vergleich mit einer anderen möglichen Lösung, die sich durch Änderung der Ausgangslösung ergibt, beurteilt werden. Die veränderte Lösung wurde auf die Einhaltung der folgenden Parameter überprüft:

- vorhandene maximale Durchbiegung in x-Richtung,  $u_{x,max}$
- vorhandene maximale Biegezugspannung senkrecht und parallel zur Lagerfuge,  $\sigma_{y,max}; \sigma_{z,max}$
- maximal vorhandene Nadelankerkraft  $f_{a,max}$
- Anzahl der Nadelanker

Die Beurteilung der einzelnen Lösungen erfolgte durch den Vergleich eines vordefinierten Wertes, der nach der Berechnung der Außenschalen abgefragt und abgespeichert und mit jenem der zuletzt durchgeführten Berechnung verglichen wurde. Aus Vorversuchen hat sich gezeigt, daß durch die dreidimensionale Abbildung der Außenschale das Volumen der Durchbiegung  $V$  einen guten Kontrollwert darstellte. Die Berechnung des Durchbiegevolumens der Außenschale erfolgt nach der Gleichung 4.11. Dabei wurden die Verformungen der Außenschale in x-Richtung abgefragt und mit der Fläche eines Finiten Elementes multipliziert, Abbildung 4.13.

$$V_{(i)} = u_x \cdot (e_{yz})^2 \quad (4.11)$$

Für die Außenschale wurde ein Randbereich in Abhängigkeit von der Größe der Finiten Elemente definiert, an dem keine Nadelanker angeordnet werden dürfen, Abbildung 4.14. Dieser Randbereich wurde im Anschluß an die Generierung des Bereiches, in dem Nadelanker angeordnet werden durften,

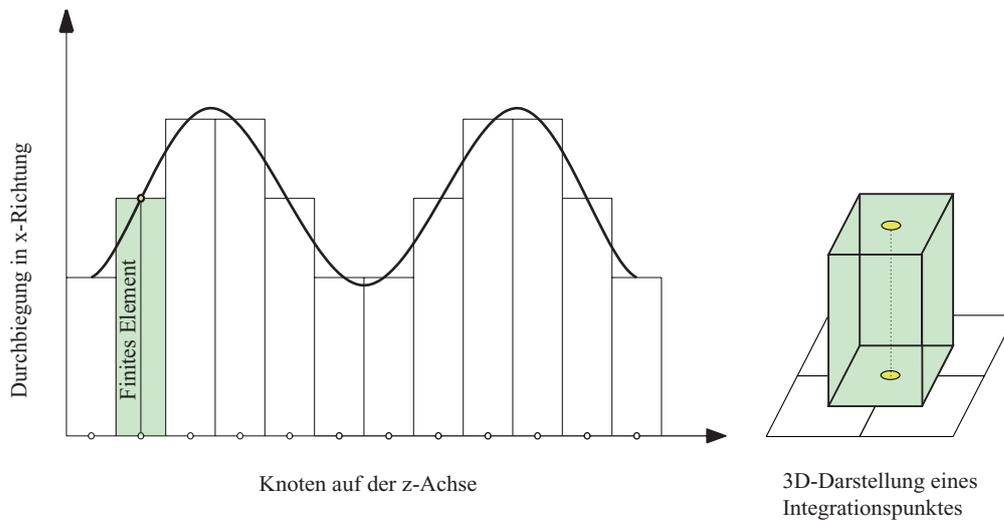


Abbildung 4.13: Berechnung des Integrals der Durchbiegung in z und y-Richtung durch Abfrage der Durchbiegung der einzelnen Knoten

mit Finiten Elementen generiert. Dies hatte zur Folge, daß keine durchgängige Nummerierung im Übergang dieses Bereiches bestand. Zur Vereinfachung wurde somit dieser Bereich bei der Berechnung des Durchbiegevolumens nicht berücksichtigt. Der dabei entstehende Fehler war vernachlässigbar klein.

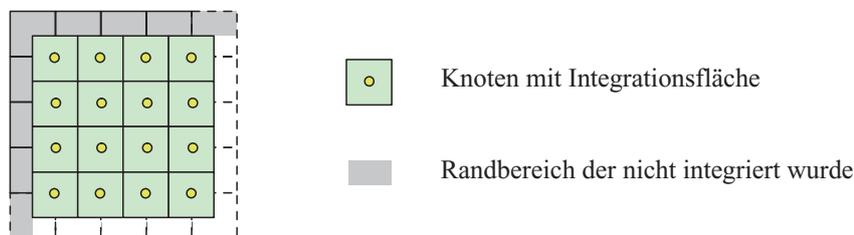


Abbildung 4.14: Ausschnitt aus dem Finite Elemente Netz mit dem definierten Randbereich, der nicht in der Integration berücksichtigt wurde

Es sollte nun eine Lösung gesucht werden, deren Güte besser war als die der Ausgangslösung. Die Güte wurde beurteilt durch den Vergleich des Durchbiegevolumens aus den unterschiedlichen möglichen Lösungen. Das Vorgehen war dem beschriebenen Algorithmus zur Begrenzung der Nadelankerkräfte ähnlich. Bei der Optimierung der Ausgangslösung wurden jedoch keine zusätzlichen Nadelanker eingebaut.

Durch Verschieben der Nadelanker nach vordefinierten Regeln wurden unterschiedliche Lösungen generiert. Die vordefinierten Regeln für die Züge der einzelnen Nadelanker entsprachen denen im Kapitel 4.4.4 Abbildung 4.10. Der Knoten  $n_i$  und sein Partnerknoten  $n_j$  wurden selektiert, ihre Koordinaten

und der Bereich, in dem sie sich befanden, abgespeichert. In Abhängigkeit von dem Elementfaktor  $n_e$  und der vertikalen und horizontalen Größe der Finiten Elemente  $e_y$  und  $e_z$  wurden die Knoten  $n'_i$  und  $n'_j$  berechnet, an die die Nadelanker verschoben werden konnten. Für jeden Nadelanker wurden alle zugelassenen geometrischen Züge durchgeführt, sofern für die daraus berechneten Knoten  $n'_i$  und  $n'_j$  noch kein Verbot für die Anordnung eines Knotens definiert war. Im ersten Durchlauf wurden somit die Knoten  $n'_i$  und  $n'_j$  zusammen in die gleiche Richtung verschoben, bis alle zulässigen neuen Positionen dieser Nadelanker durch das Verschieben erreicht waren. Dieses beschriebene Verfahren wurde für alle Nadelanker am Knoten  $n_i$  und für deren Partneranker am Knoten  $n_j$  durchgeführt. Wurden alle Nadelanker nach diesem Verfahren verschoben, wurde das Verschieben der Nadelanker am Knoten  $n_i$  und deren Partneranker am Knoten  $n_j$  in entgegengesetzter Richtung durchgeführt.

Nach jeder Verschiebung der Nadelanker, wurde das Durchbiegevolumen  $V$  der Außenschale berechnet und mit dem der vorangegangenen Lösung verglichen, siehe Abbildung A.8 im Kapitel A. Trat eine Erhöhung des Durchbiegevolumens  $V$  und somit eine Verschlechterung der gefundenen Lösung in Abhängigkeit von dem Kriterium auf oder blieb das Volumen der Durchbiegung  $V$  zu dem der vorangegangenen Berechnung gleich, wurden die Nadelanker auf die Position der Ausgangslösung verschoben. Parallel dazu wurde die Einhaltung der Abbruchkriterien aus den Kapiteln 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3 und 4.4.4 überprüft. Wurden diese Kriterien nicht eingehalten, mußte auch bei einer Verbesserung des Durchbiegevolumens der vernadelten Außenschale die Ausgangslösung wiederhergestellt werden.

Für die Anzahl der möglichen Verschiebungen der Nadelanker ergab sich eine unendlich große Anzahl von Möglichkeiten. Damit die Rechenzeiten begrenzt wurden, mußte ein Abbruchkriterium, das die Optimierung der Ausgangslösung beendet, formuliert werden. Hierfür standen zwei Möglichkeiten zur Verfügung:

- Abbruch bei gleichbleibender Güte
- Abbruch nach einer bestimmten Anzahl von Durchläufen

Wurde der Algorithmus zur Optimierung der Ausgangslösung abgebrochen, für den Fall, daß die Güte sich über eine bestimmte Anzahl von Optimierungsschritten nicht mehr verändert hatte, bestand die Gefahr, daß das Ergebnis einen lokalen Extremwert, aber kein Optimum darstellte. Eine bessere und auch sicherere Möglichkeit, das Kriterium zum Abbruch dieser Optimierung zu formulieren, bestand darin, eine bestimmte Anzahl von Verschiebungen der Nadelanker vorzugeben. Bei dieser Variante war es möglich, daß der Berechnungszeitraum größer wurde als notwendig oder bei einer geringen Anzahl der Verschiebungen der Algorithmus zu früh abgebrochen wurde. Dieses Berechnungsverfahren garantierte nicht in allen Fällen die optimale Lösung. Der Algorithmus zur Optimierung der Ausgangslösung ist im Anhang in den Abbildungen A.6 und A.7 vereinfacht dargestellt.

#### 4.5.1 Zusammenstellung der Abbruchkriterien und der Materialdaten für die mehrschalige Mauerwerkswand

In Tabelle 4.1 sind die Abbruchkriterien und die dazugehörigen Werte aufgeführt. Nach der DIN 1053 dürfen senkrecht zur Lagerfuge keine Biegezugspannungen angesetzt werden.

Aus berechnungstechnischen Gründen mußten geringe Biegezugspannungen zugelassen werden. Für den Optimierungsalgorithmus wurde der Wert der Biegezugspannungen auf den Wert  $0,06\text{MN}/\text{m}^2$  begrenzt, Tabelle 4.1. In der Literatur wird ein realistischer Wert für die Biegezugspannung senkrecht zur Lagerfuge für alle Mauersteinarten mit  $0,1\text{MN}/\text{m}^2$  angegeben. Voruntersuchungen mit dem Finite Elemente Modell der Außenschalen haben gezeigt, daß der gewählte Wert für die zulässigen Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge aus berechnungstechnischen Gründen einen Grenzwert darstellte. Wurde der Wert der zulässigen Biegezugfestigkeit reduziert, erfolgt in der Regel eine Vollvernadelung der Außenschale.

Abbruchkriterien	Variable	Wert	Einheit
Differenzverformung in x-Richtung	$\delta u_x$	$h/1000$	-
Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge	$\sigma_{y_{zul}}$	0,06	$\text{MN}/\text{m}^2$
Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge	$\sigma_{z_{zul}}$	0,06	$\text{MN}/\text{m}^2$
Schubspannungen	$\tau_{zul}$	siehe Kap.4.4.3	$\text{MN}/\text{m}^2$
Nadelankerkräfte	$f_{a_{zul}}$	5/10/20/30	kN

Tabelle 4.1: Abbruchkriterien zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl

Für die linear-elastische Berechnung der Außenschale in den Parameterstudien wurden die in Tabelle 4.2 aufgeführten Materialdaten zugrundegelegt.

Materialdaten	Variable	Wert	Einheit
Wichte der Außenschale	$\gamma_a$	20	$\text{kN}/\text{m}^3$
Elastizitätsmodul der Außenschale	$E_a$	3000	$\text{MN}/\text{m}^2$
Querdehnzahl der Außenschale	$\nu$	0,15	-

Tabelle 4.2: Materialdaten der Außenschale

Der Elastizitätsmodul für die Außenschalen wurde in Anlehnung an die Arbeit von Hauer [61] auf den Wert in Tabelle 4.2 festgelegt.

Der hier aufgeführte Elastizitätsmodul der Außenschale und das Trägheitsmoment, definiert durch die Dicke der Außenschale  $t_a$ , beschreiben den ungerissenen Querschnitt der Außenschale. Sind in der Außenschale Risse vorhanden, muß die Biegesteifigkeit  $EI$  abgemindert werden, siehe hierzu Kapitel 3.2.2. Die Außenschale, die in den Optimierungsalgorithmus einging, wies zunächst keine Risse auf. Dieser Sachverhalt des ungerissenen Querschnittes der Außenschale kann für die Außenschale an realen Konstruktionen nicht grundsätzlich vorausgesetzt werden. Es mußte eine Lösung gefunden werden, eventuelle Risse der Außenschale und die daraus reduzierte Biegesteifigkeit  $EI$  in den Parameterstudien berücksichtigen zu können. Zunächst wurde an Stabwerksmodellen für die Außenschalen die vorhandene Exzentrizität  $e_a$ , für den Lastfall Eigengewicht der Außenschale berechnet. Für den Fall, daß die vorhandene Exzentrizität der Außenschale den Wert  $e_a > t_a/6$  überschritten hatte, wurde die reduzierte Biegesteifigkeit des Querschnittes näherungsweise nach der Gleichung 4.12 berechnet.

$$EI_a^{red} = 0,70 \cdot EI_a \quad (4.12)$$

$EI_a^{red}$	Biegesteifigkeit der Außenschale für den gerissenen Zustand
0,70	Abminderungsfaktor für gerissene Querschnitte nach Gleichung 3.27
$EI_a$	Biegesteifigkeit der Außenschale im ungerissenen Zustand

In dem Optimierungsalgorithmus wurde vor der Berechnung der Außenschale die vorhandene Exzentrizität  $e_a$  aus einer Datei in Abhängigkeit von der jeweiligen Parameterstudie eingelesen. Konnte aus der vorhandenen Exzentrizität der Außenschale auf einen gerissenen Querschnitt geschlossen werden, wurde die Biegesteifigkeit der Außenschale durch die Reduzierung des Elastizitätsmoduls entsprechend der Gleichung 4.12 abgemindert.

#### 4.5.2 Übersicht über die durchgeführten Parameterstudien und die Angaben zum Ablauf der Berechnungen

In dem Kapitel 5 werden die Parameter mit ihren Werten, die in den Optimierungsalgorithmus eingegangen sind, aufgeführt. Insgesamt wurden durch die verschiedenen Parameter 13.824 unterschiedliche Außenschalen durch den Algorithmus berechnet. Diese Berechnungen wurden in Blöcke, die sich aus der Geometrie der Außenschale und der statischen Lagerung ergaben, eingeteilt. Insgesamt gab es somit 48 verschiedene Blöcke, in denen jeweils 288 Berechnungen der Außenschale durchgeführt wurden. Der Algorithmus wurde so programmiert, daß die Parameter im Anschluß an die Durchführung der Berechnung der Außenschale in das Modell eingelesen wurden. Die Parameter waren in einer Matrize abgespeichert, die mit Excel erstellt wurde. Aus dieser wurden die Werte durch die Angabe der Zeilennummer und Spaltennummer durch ein Makro in das Finite Elemente Programm implementiert. Im weiteren wurden zum Verifizieren der Ergebnisse Kontrollrechnungen durchgeführt, bei denen das statische System und die Geometriedaten, wie die Dicke der Außenschale  $t_a$ , verändert wurden.

Nachdem die einzelnen Berechnungen innerhalb der Blöcke durchgeführt waren, wurden die Ergebnisse jeder einzelnen Berechnung in Tabellen ausgelesen. Dabei wurden Werte abgespeichert, wie zum Beispiel, die generierte Nadelankeranzahl, die maximale Verformung in x-Richtung, die Werte der Differenzverformung, die Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge, die maximalen Schubspannungen, die Geometriewerte der Nadelankerpositionen, Angaben über das Abbruchkriterium, welches zur Generierung des Nadelankers geführt hatte usw. In eine zweite Tabelle wurden die Kräfte jedes einzelnen Nadelankers und die Dehnungen des Nadelankers geschrieben.

Der Ablauf eines Optimierungsdurchlaufes ist in den Abbildungen 4.15 - 4.17 vereinfacht in der Form eines Flußdiagrammes dargestellt.

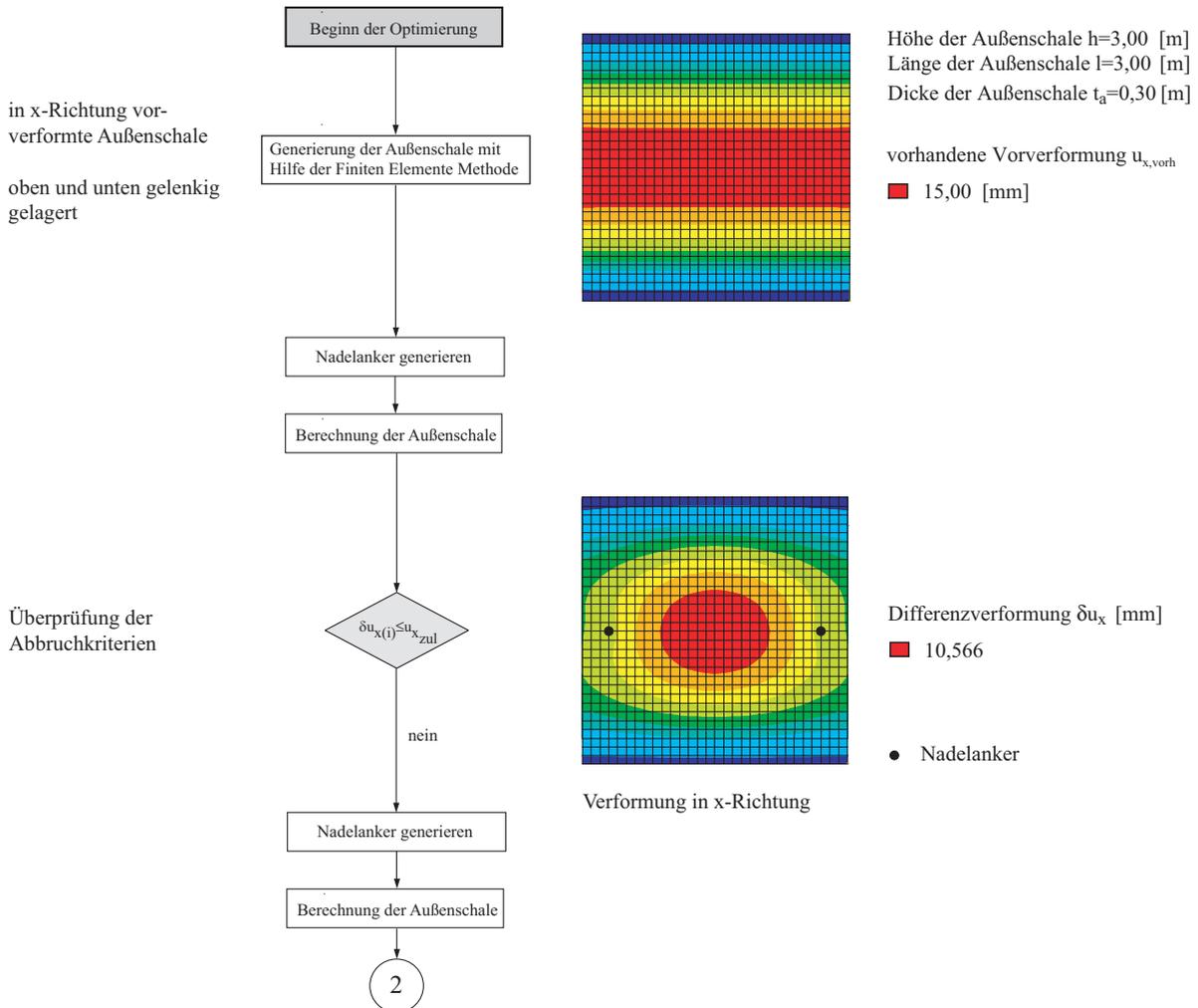
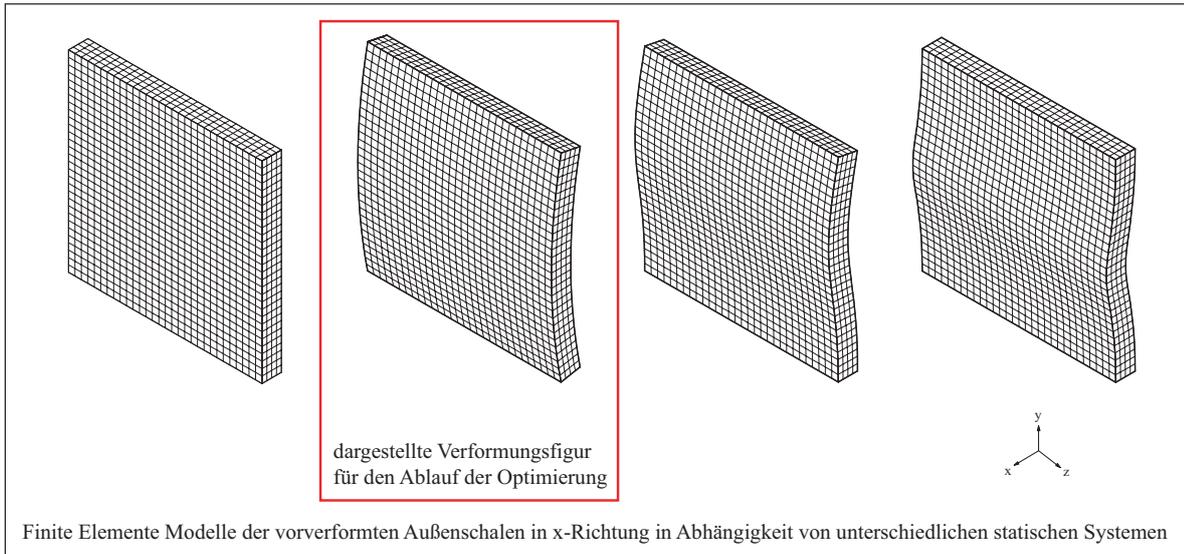


Abbildung 4.15: Ablauf der Optimierung (vereinfachte Darstellung), Teil 1

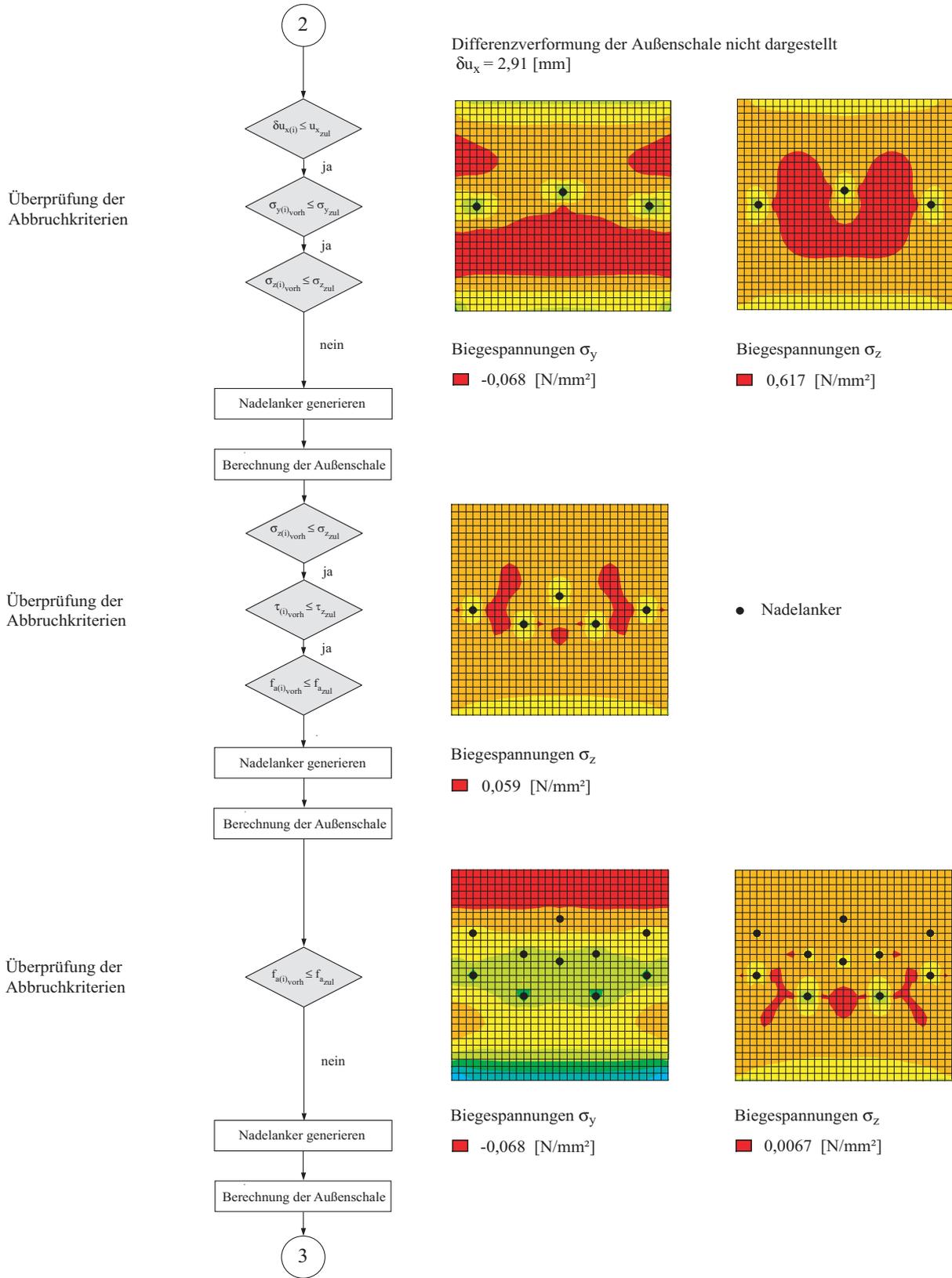


Abbildung 4.16: Ablauf der Optimierung (vereinfachte Darstellung), Teil 2

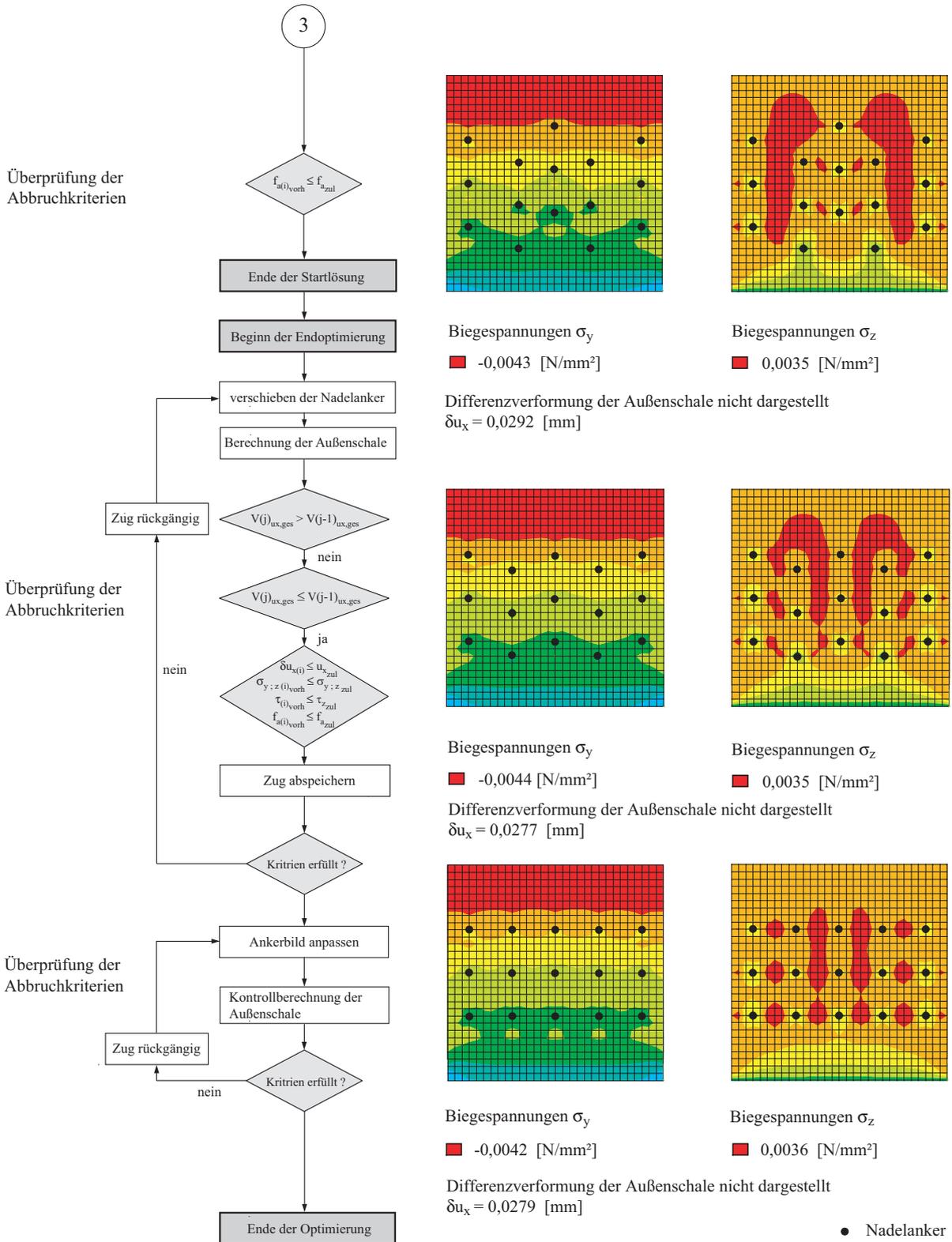


Abbildung 4.17: Ablauf der Optimierung (vereinfachte Darstellung), Teil 3

## Kapitel 5

# Theoretische Untersuchungen mit der Methode der Finiten Elemente

In die Parameterstudien gingen Randbedingungen ein, durch welche die erforderliche Nadelankeranzahl und deren geometrische Anordnung wesentlich beeinflusst wurden. Diese Randbedingungen wurden durch Vorversuche an Finite Elemente Modellen ermittelt. Zudem sollte die Ermittlung der in die Berechnung eingehenden Parameter mit einem möglichst geringen Aufwand auf der Baustelle erfolgen können.

Diese relativ leicht zu bestimmenden Randbedingungen sind die Geometrie der mehrschaligen Mauerwerkswand und der Gefügestand der Innenfüllung. Die Geometrie der mehrschaligen Mauerwerkswand wird durch die Länge  $l$ , die Höhe  $h$ , die Dicke der Einzelschalen  $t_a$  und  $t_i$  sowie die mögliche Ausbauchung der Außenschale definiert. Die Geometrie sowie der Gefügestand der Innenfüllung stellen jene Randbedingungen dar, die als nicht veränderbar angenommen wurden. Die resultierende Last  $q_{v,a}^I$  auf die Außenschale sowie die Wahl des Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$  und die zulässige Nadelankerkraft  $f_{na}$  sind Parameter, die verändert werden können und bei denen gegebenenfalls durch Variation eine Reduzierung bzw. Erhöhung der erforderlichen Nadelankeranzahl erreicht werden kann. Im folgenden Kapitel werden zunächst das Finite Elemente Modell der Außenschale zur Durchführung der Parameterstudien erläutert und die in die Berechnung eingehenden Parameter für die Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl und deren geometrische Anordnung aufgeführt und diskutiert.

### 5.1 Finite Elemente Modell

Die Berechnung bzw. statische Analyse der Außenschalen erfolgte mit dem Finiten Elemente Programm ANSYS 5.5. und 5.6. Das Programm gliedert sich in die drei Haupttroutinen, das Pre-, Solution- und Postprocessing. Im Preprocessing werden die Geometrie- sowie die Materialdaten eingeben. Der Solutionprocessor ermöglicht die Eingabe der Lasten und die Durchführung der Berechnung. Im Postprocessing werden die Ergebnisse ausgewertet, visualisiert und an weitere Programme weitergegeben.

### 5.1.1 Das Finite Elemente Modell der Außenschale und der Nadelanker

Wie bereits beschrieben, ist die Voraussetzung, um aus einer Berechnung beziehungsweise Analyse einer Tragkonstruktion zufriedenstellende Ergebnisse zu erhalten, die Generierung eines Modells, mit dem das Tragverhalten der Konstruktion so genau wie möglich abgebildet werden kann. Die besten Ergebnisse würden erreicht, wenn es möglich wäre, die mehrschalige Mauerwerkswand mit all ihren Materialien, deren mechanischen Eigenschaften, Übertragungsmechanismen zwischen den Einzelschalen, dem Gefügestand der Innenfüllung und der Tragwirkung der Einzelschalen nachbilden zu können. Diese Parameter müssen dann in das Finite Elemente Modell implementiert und zeitlich aufwendige Berechnungen durchgeführt werden. In Vorversuchen an Finite Elemente Modellen, mit denen die gesamte mehrschalige Mauerwerkswand abgebildet wurde, hat sich gezeigt, daß keine nennenswerte Verbesserungen der Ergebnisse im Vergleich zu einem einfachen Volumenmodell der Außenschale resultieren.

Für die Durchführung der Parameterstudien wurde die Außenschale als dreidimensionales Volumenmodell generiert. Insgesamt setzte sich die Außenschale in x-Richtung aus vier einzelnen Volumen zusammen (Abb. 5.1). Die Volumen wurden durch fünf einzelne Knotenebenen in x-Richtung gebildet. Es ergaben sich somit vier Finite Elemente über die Dicke der Außenschale. Für den Algorithmus aus Kapitel 4 wurde die Generierung der Außenschale in die drei folgenden Schritte unterteilt.

- Modellierung der Außenschale in Abhängigkeit von der vorhandenen Geometrie und dem statischen System
- Algorithmus zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl und deren Anordnung
  - linear-elastische Berechnung der Außenschale
  - Anordnung von Stabelementen (Nadelanker)
- Linear elastische Berechnung der Außenschale mit eingebauten Nadelankern
  - Ausgabe der Ergebnisdaten

ANSYS bietet durch seine eigene Programmiersprache APDL [5] die Möglichkeit, die Generierung eines Modells durch Aufrufen von Makros durchzuführen. Die Geometrie- und Materialdaten sowie die Eigenschaften der Finiten Elemente der Außenschale wurden durch ein zentrales Makro in den Algorithmus eingelesen. Die Programme zum Generieren der Außenschale wurden so entwickelt, dass die Geometrie, die Anzahl der Elemente und deren Abmessungen, durch Parameter gesteuert werden konnten. Dies brachte den Vorteil einer großen Flexibilität bei der Modellierung der Außenschale. Generiert wurden die Finiten Elemente der Außenschale mit der direkten sowie mit der Solid-Modelling-Methode [1] [2] [4] [94]. Der Bereich der Außenschale, in welchem Nadelanker angeordnet werden durften, wurde mit der direkten Methode generiert, Abbildung 5.1. Für diesen Bereich war eine Nummerierung der Knoten für den Optimierungsalgorithmus nach Abbildung 5.2 zwingend erforderlich.

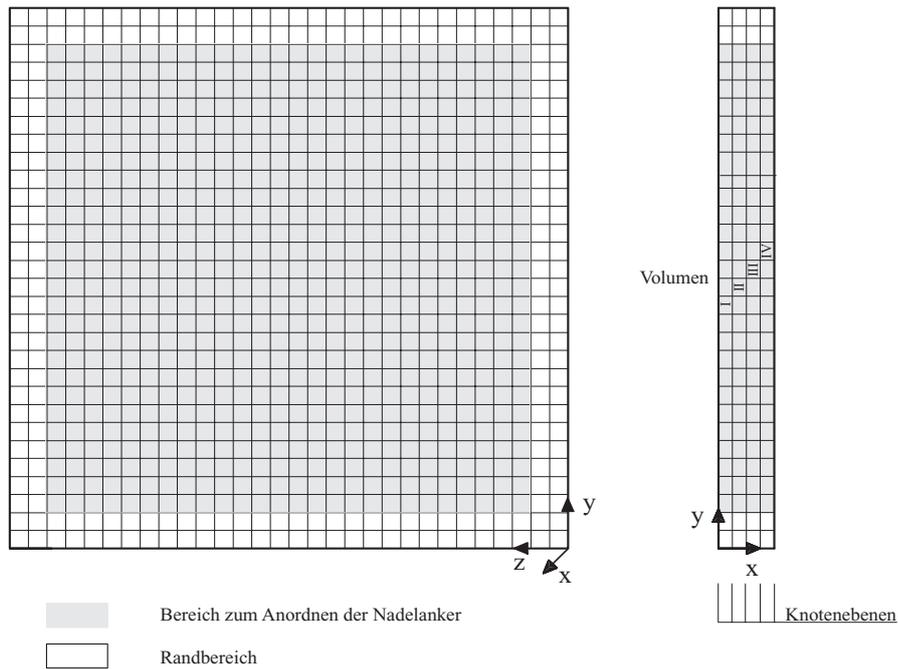


Abbildung 5.1: Finite Elemente Modell der Außenschale

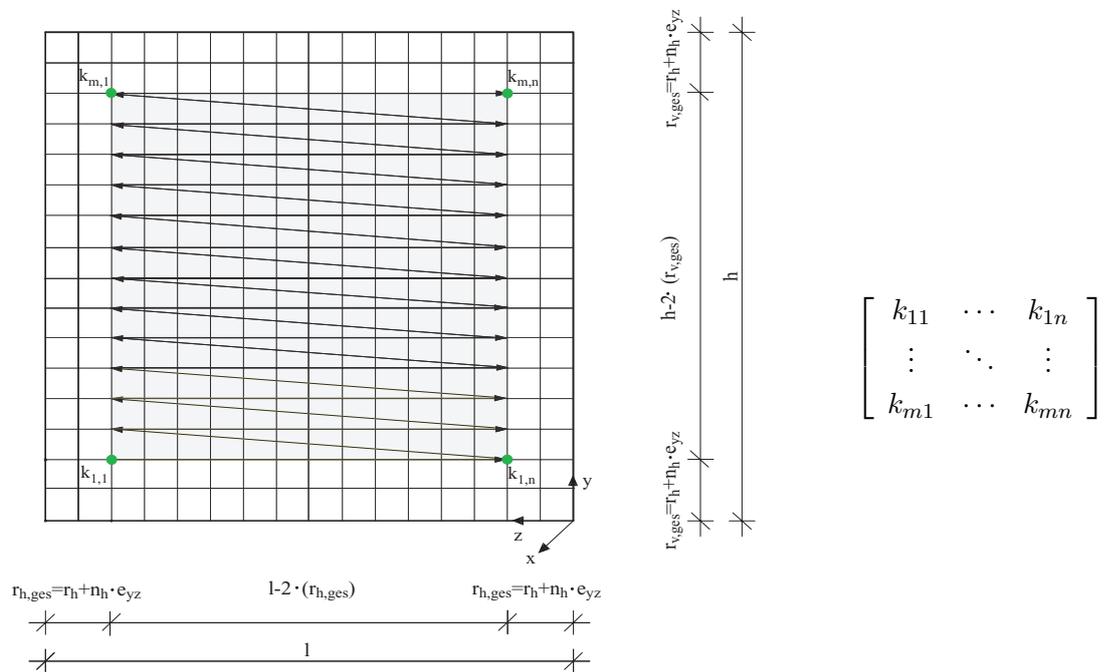


Abbildung 5.2: Knotennummerierung der Außenschale und Abspeichern der Knotennummern in eine Matrize

Die Finiten Elemente des Randbereiches der Außenschale wurden mit der Solid-Modelling-Methode generiert. In diesem Bereich durften keine Nadelanker generiert werden. Die geometrische Lage der Knoten und ihre Nummern wurden in Matrizen abgespeichert. Die yz-Ebene der Außenschale

wurde mit 10/10cm großen Finiten Elementen generiert. In x-Richtung der Außenschale wurden über die Dicke der Außenschale  $t_a$  vier Finite Elemente angeordnet. Als Finites Element für die Modellierung der Außenschale wurde das Volumenelement Solid45 beziehungsweise Solid65 verwendet, Abbildung 5.3. Diese beiden Volumenelemente werden definiert durch 8 Knoten mit jeweils drei Verschiebungsfreiheitsgraden  $u_x, u_y, u_z$  an den Knoten und mit isotropem Materialverhalten. Mit dem Volumenelement Solid65 ist die Abbildung eines nichtlinearen Materialverhaltens des Werkstoffes im Gegensatz zum Volumenelement Solid45 möglich.

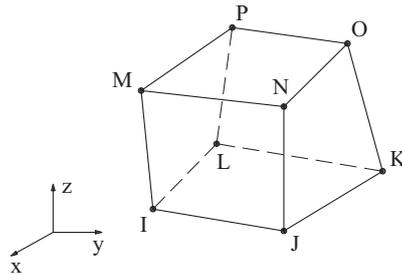


Abbildung 5.3: Achtknotiges Volumenelement Solid45/Solid65 zur Generierung der Außenschale

In den Parameterstudien wurde die Außenschale mit dem Finiten Element Solid45 generiert und ein linear-elastisches Materialverhalten nach Abbildung 5.4 in beiden Richtungen für das Mauerwerk angenommen. Die Elementsteifigkeitsmatrix für das Volumenelement Solid45 ist in der Abbildung 5.5 dargestellt. Eines der Kriterien für den Abbruch der Nadelankergenerierung war die Einhaltung der zulässigen Zugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge. Die in Abbildung 5.4 aufgeführte linear-elastische Spannungsdehnungsbeziehung wurde durch die Begrenzung der Zugfestigkeit verändert, Abbildung 5.6.

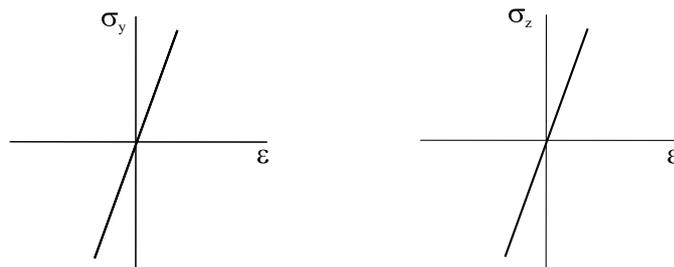


Abbildung 5.4: Linear-elastische Spannungsdehnungsbeziehung für das Mauerwerk der Außenschalen

Die von den Schnittgrößen, der Verformung und den Nadelankerkräften her maßgebende Außenschale innerhalb einer Gruppe (Gruppe - Außenschalen mit gleichem Nadelraster) wurde nun mit dem Volumenelement Solid65 generiert. Mit diesem Modell der Außenschale wurde eine materiell nicht-lineare Berechnung unter Verwendung eines isotropen Materialverhaltens durchgeführt, siehe hierzu Kapitel 6.2. Die materiell nichtlineare Berechnung diente zur Verifizierung der Ergebnisse aus der durchgeführten linear-elastischen Berechnung der Außenschale, siehe Kapitel 4.

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

Abbildung 5.5: Elementsteifigkeitsmatrix Volumenelement Solid45

Das anisotrope Materialverhalten von Mauerwerk kann mit dem hier verwendeten Volumenelement Solid65 nicht abgebildet werden. Der Einfluß der Anisotropie auf das Tragverhalten ist bei historischem Mauerwerk nach Hauer [61] im Vergleich zum neuen Mauerwerk vernachlässigbar.

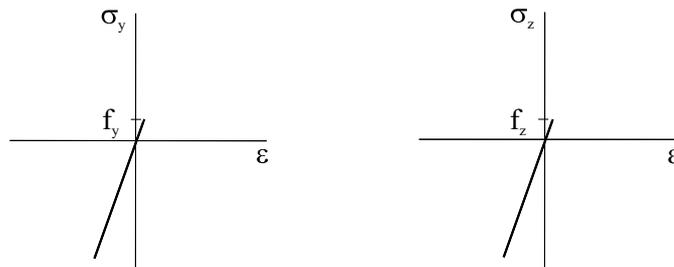


Abbildung 5.6: Spannungsdehnungslinien für Berechnungen der Außenschale mit Begrenzung der aufnehmbaren Zugspannungen

Mit dem Volumenelement Solid65 ist es möglich, die aufnehmbaren Zugspannungen zu begrenzen und den Druckbruch (Crushing) zu simulieren. Die Versagensfläche der Bruchbedingung ist in Abbildung 5.7 aus [2] dargestellt und wird durch die einachsige Zugfestigkeit  $f_t$  und die einachsige Druckfestigkeit definiert. Sie orientiert sich im wesentlichen an dem von Willam und Warnke [133] formulierten Materialmodell für Beton. Die Versagensoberfläche wird durch insgesamt fünf Parameter beschrieben. Bei diesem Materialmodell handelt es sich um ein sogenanntes smeared-crack Modell, [69].

Die Simulation der Rißbildung erfolgt in den Integrationspunkten des Elementes. Die Risse werden senkrecht zur Richtung der Hauptspannungen abgebildet, die die Versagensbedingung verletzt. Der Riß wird durch das Einfügen einer weichen Schicht modelliert. Senkrecht zum Riß kann keine Kraft übertragen werden. Treten neue Druckkräfte auf, so wird durch die Korrektur der Elementsteifigkeitsmatrix (Abbildung 5.8) die Druckübertragung über die geschlossene Rißfläche möglich.

Durch den Faktor  $\beta_t$  wird die Schubübertragung im Riß nach Einwirkung vertikaler Kräfte gesteuert. Durch die Größe des Schubübertragungskoeffizienten  $\beta_t$  (siehe Abbildung 5.8) kann ein rauher oder ein glatter Riß simuliert werden. Soll ein rauher Riß simuliert werden, muß

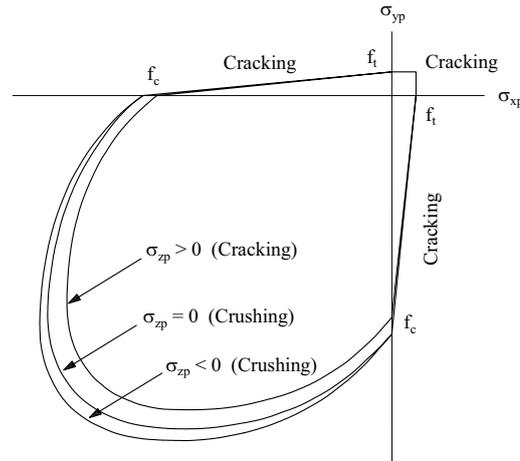


Abbildung 5.7: Spannungsdehnungslinien für Berechnungen der Außenschale mit materieller Nichtlinearität

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1 + \nu) + (1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1-2\nu}{1-\nu} & \frac{\nu(1-2\nu)}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu(1-2\nu)}{1-\nu} & \frac{1-2\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_t \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_t \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Abbildung 5.8: Elementsteifigkeitsmatrix nach der Rißbildung, Volumenelement Solid65

der Schubübertragungskoeffizient  $\beta_t$  auf 1,0 gesetzt werden. Der glatte Riß wird durch den Schubübertragungskoeffizienten  $\beta_t = 0$  definiert. In den Berechnungen hat sich gezeigt, daß der Schubübertragungskoeffizient größer 0 gesetzt werden muß. Wurde  $\beta_t$  auf den Wert 0 gesetzt, bildete sich nach Überschreiten der zulässigen Zugspannungen eine Vielzahl von Einzelrissen. Die Berechnung wurde vorzeitig wegen der fehlenden Konvergenz abgebrochen. Das Tragverhalten von Mauerwerk, das nach einer Rißbildung weitere Lasten aufnehmen kann, konnte hiermit nicht abgebildet werden. Relativ gute Ergebnisse konnten mit dem Wert 0,6 für den Schubübertragungskoeffizienten  $\beta_t$  erzielt werden. Wurde dieser Wert erhöht, konvergierten die Berechnungen bei Auftreten nichtlinearen Materialverhaltens. Die Eingabewerte für das nichtlineare Materialverhalten der Außenschale wurden zusätzlich durch das Vergleichen der Ergebnisse aus den Berechnungen mit den Ergebnissen aus den Versuchen zu biegebeanspruchtem Mauerwerk von Schöner [116] überprüft und kalibriert.

Zur Einleitung der Tangentialkräfte aus der weichen Innenfüllung  $q_{w,i}$  nach der Silotheorie sowie zur Einleitung der vertikalen Lasten  $q_{v,a}$  im Bereich des Wandkopfes wurden an der Innenseite der Außenschale bei der Koordinate  $x = t_a$  und dem Wandkopf bei  $y = h$  achtknotige Oberflächenelemente auf das Volumenelement Solid65 aufgebracht, Abbildung 5.9.

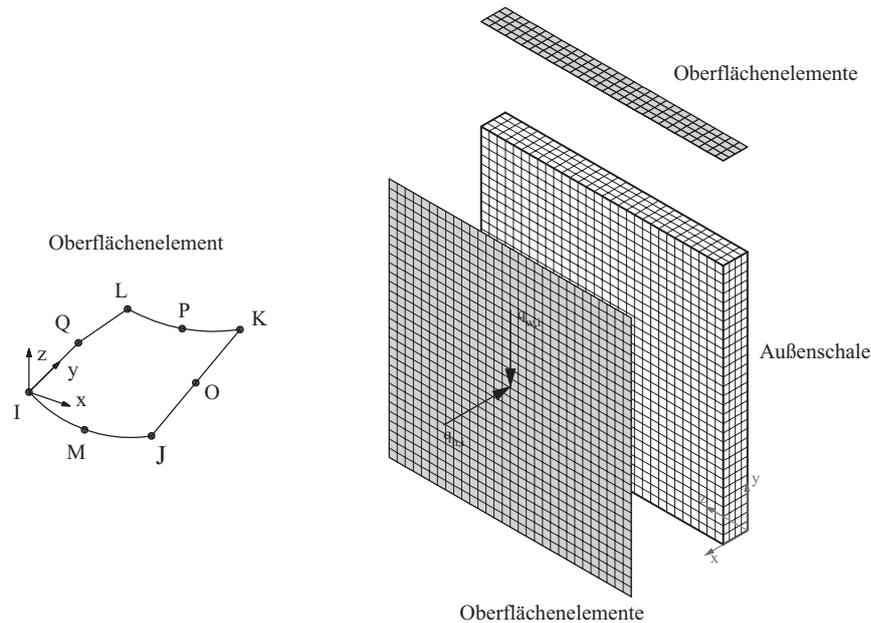


Abbildung 5.9: Anordnung der Oberflächenelemente auf der Außenschale

Für die Modellierung des Nadelankers wurde ein dreidimensionales Stabelement, Link 8, mit 3 Freiheitsgraden und 3 Translationen gewählt, Abbildung 5.10. Dieses Element kann nur Zug und/oder Druckkräfte in Stabrichtung übertragen. Der Durchmesser des Nadelankers  $d_{na}$  wurde durch die Angabe der Real-Constants definiert und der Elastizitätsmodul  $E_{na}$  bei der Eingabe der Materialkennwerte angegeben. Durch den Einbau des Nadelankers als Stabelement wurde die Dehnung des Nadelankers, die beim Einleiten der Lasten auftrat, berücksichtigt. Im Gegensatz zu einem festen horizontalen Lager wurde dadurch die Außenschale horizontal elastisch gelagert.

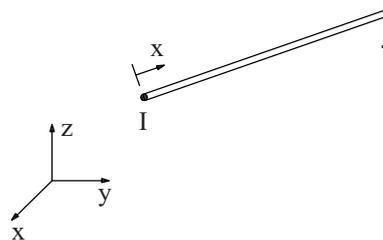


Abbildung 5.10: Stabelement zur Modellierung des Nadelankers

Der Nadelanker wurde direkt, starr, an die Knoten in der Außenschale eingebaut. Dies bedeutet, daß das Verbundverhalten und die auftretenden Verschiebungen im Bereich der Verankerung in Richtung des Nadelankers in der Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Um das Verhalten der Verankerung des Nadelankers bei Einwirkung einer Last mit Hilfe der Finite Elemente Methode genauer abbilden zu können, wurde in Ergänzung an die Arbeit von [136] ein diskretes Finite Elemente Modell zur Verankerung der Nadelanker im Mauerstein erstellt. Dieses Finite Elemente Modell bestand aus

einem Stein, dem Injektionsgut und dem Nadelanker, Abbildung 5.11. Der Verbund zwischen Stein und Injektionsgut sowie der Verbund zwischen Injektionsgut und Nadelanker wurde mit sogenannten "Surface to Surface Contact" Elementen generiert, Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13, siehe hierzu auch Kapitel 5.1.2.

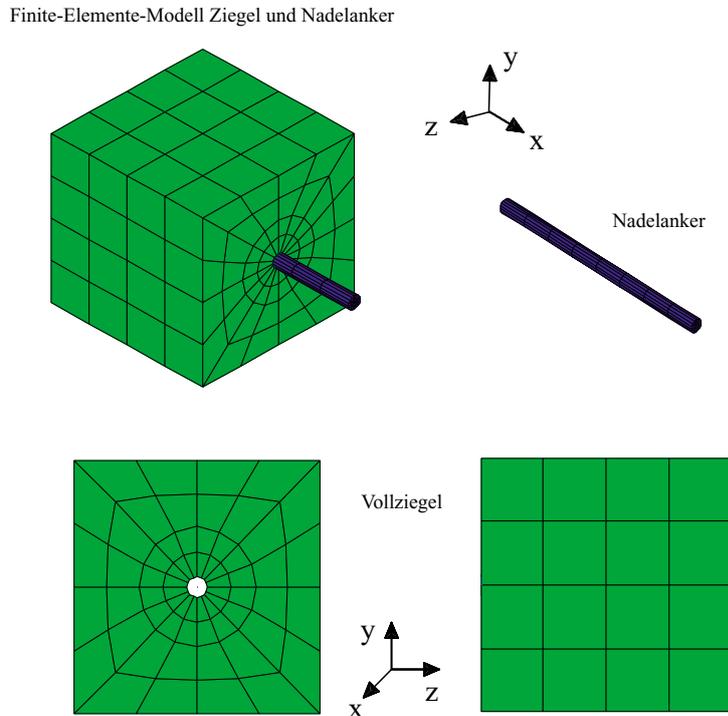


Abbildung 5.11: Das Finite Elemente Modell der Verankerung des Nadelankers in der Außenschale

Die Außenschale sollte im Anschluß an die Durchführung des Optimierungsalgorithmus aus Kapitel 4 mit dem diskreten Finite Elemente Modell berechnet werden. Mit dieser nichtlinearen Berechnung sollten die Ergebnisse aus dem Optimierungsprozeß durch eine Berechnung mit dem genauer abgebildeten Tragverhalten der Nadelanker verifiziert werden. Das diskrete Modell der Verankerung wurde so generiert, daß im Anschluß an die Berechnung der Außenschale an den Stellen, an denen ein Nadelanker angeordnet wurde, die Finiten Volumenelemente entfernt wurden und das diskrete Modell der Verankerung additiv, durch den Aufruf eines Makros, in die Außenschale eingebaut wurde.

Bei Berechnungen mit Kontaktelementen handelt es sich um eine nichtlineare Strukturanalyse, bei der das Problem der Konvergenz auftritt. Im weiteren wird bei den Kontaktberechnungen eine Vielzahl von Materialkennwerten zur Definition der Kontakteigenschaften zwischen den einzelnen Bauteilen erforderlich. In der Literatur werden keine Angaben über die für die Berechnung erforderlichen Kennwerte gemacht. Zur Ermittlung der erforderlichen Materialkennwerte, für die Definition der Kontakteigenschaften und zur Überprüfung der Ergebnisse aus den Berechnungen sind Versuche an Probekörpern unausweichlich. Ein weiteres Problem bei der Verwendung von Kontaktelementen ist, daß es sich hierbei um eine nichtlineare Strukturanalyse handelt, bei der das Problem der Konvergenz

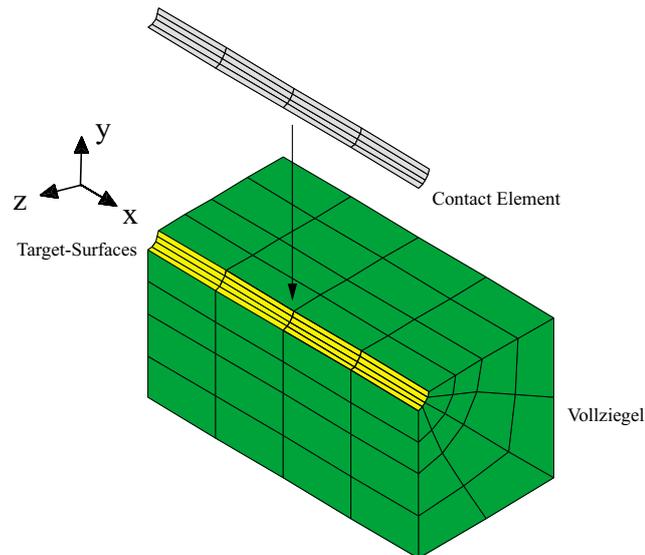


Abbildung 5.12: Anordnung der Kontaktelemente zur Berechnung der Verbundeigenschaften zwischen dem Nadelanker und dem Injektionsgut bzw. dem Injektionsgut und dem Mauerstein

auftritt und die Rechenzeiten auf ein Vielfaches verlängert werden, ohne jedoch das Ergebnis wesentlich zu verbessern. Aus diesen Gründen wurde auf eine Berechnung mit Kontaktelementen, die das Verbundtragverhalten bei der Einleitung der Kraft aus dem Nadelanker in den Stein berücksichtigt, verzichtet.

### 5.1.2 Das Finite Elemente Modell der mehrschaligen Mauerwerkswand

In Kapitel 3 werden die unterschiedlichen Ansätze zur Ermittlung der Lasten auf die Außenschale bei weicher Innenfüllung aufgeführt. Für die Durchführung der Optimierung aus Kapitel 4 wurden die Außenschalen durch vertikale und horizontale Lasten nach der Silotheorie von Janssen [70] belastet. Dieser Ansatz der Silolasten auf die Außenschalen wurde in Nebenversuchen, die als Finites Elemente Modell den Gesamtquerschnitt der mehrschaligen Mauerwerkswand beinhalteten, überprüft. Der mehrschalige Mauerwerksquerschnitt wurde als dreidimensionaler Volumenkörper generiert, Abbildung 5.14. Für die Außenschale und die Innenfüllung wurde das achtknotige Volumelement Solid65 verwendet.

In Kapitel 2.1.1 wurde die konstruktive Ausbildung der vertikalen Fuge zwischen der Außenschale und der Innenfüllung aufgeführt. Die konstruktive Ausbildung der Fuge beeinflusst die Schubübertragung über diese und somit das Tragverhalten der mehrschaligen Mauerwerkswand. Für die Ausbildung der Fuge zwischen der Innenfüllung und ihre möglichen Übertragungsmechanismen im Finiten Elemente Modell wurden die beiden folgenden Möglichkeiten untersucht:

- Ausbildung der Fuge durch Kontaktelemente
- Ausbildung der Fuge durch die Anordnung von Fachwerkstäben

Die Modellierung der Fuge zwischen der Außenschale und der Innenfüllung erfolgte mit sogenannten "Surface to Surface Contact" Elementen. Die Fuge, gekennzeichnet durch die Grenzoberfläche der Außenschale und die Grenzoberfläche der Innenfüllung, wird als Target Surface und als Contact Surface bezeichnet. Diese Kontaktelemente sind in der Abbildung 5.13 dargestellt.

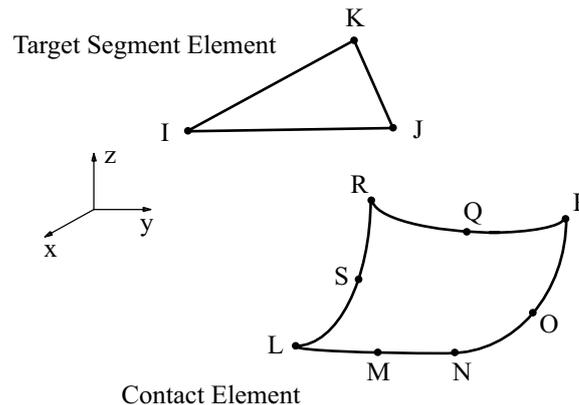


Abbildung 5.13: Kontaktelemente zur Formulierung der Fuge zwischen der Außenschale und der Innenfüllung

Auf die Außenschale wurden die Target170 Kontaktelemente aufgebracht, auf die weichere Innenfüllung die Kontaktelemente Contact170. Durch die Eingabe der Real Constants werden die Eigenschaften definiert, wie zum Beispiel der Faktor für die Kontaktsteifigkeit (Normal Contact Stiffness Factor), die Kontaktreibung (Maximum Contact Friction), die erlaubte Eindringtiefe (Penetration Tolerance). Zusätzlich sind die Kontakteigenschaften der Elemente, wie zum Beispiel deren Freiheitsgrade, durch die Keyoptions festzulegen.

An diesem Finite Elemente Modell, bei dem die Fuge zwischen der Außenschale und der Innenfüllung durch Kontaktelemente ausgebildet war, wurden Berechnungen durchgeführt, die mit den Ergebnissen aus den Versuchen von Egermann verglichen wurden. Durch die Veränderung der Real Constants und der Keyoptions konnten die Übertragungsmechanismen in der Fuge gesteuert werden.

Die große Anzahl der Werte, durch die das Kontaktverhalten beschrieben wird, setzten die genaue Kenntnis dieser Parameter sowie die konstruktive Ausbildung der Kontaktfuge an der realen, mehrschaligen Mauerwerkswand voraus. Wurde zum Beispiel nur der Wert, der das Verhalten des Kontaktes beschreibt, verändert, resultierten daraus völlig veränderte Ergebnisse.

Eine weitere Möglichkeit, die Fuge und ihr Tragverhalten zwischen der Außenschale und der Innenfüllung zu generieren, wurde in der Arbeit von Egermann [40] aufgeführt. Dabei wurde die Fuge zwischen den einzelnen Schalen mit horizontal und diagonal verlaufenden Fachwerkstäben in der Ebene

ausgebildet, Abbildung 5.14. In dieser Arbeit wurden zusätzlich zu den in der Ebene verlaufenden diagonalen Fachwerkstäben solche, die räumlich diagonal verlaufen, angeordnet. Für die Verbindung eines Elementes der Außenschale mit einem Element der Innenfüllung wurden 16 Stabelemente erforderlich. Als finites Element für die Fachwerkstäbe wurde das dreidimensionale Stabelement Link 8 mit 3 Freiheitsgraden und 3 Translationen gewählt, Abbildung 5.10 Kapitel 5.1.1. Die Eigenschaften des Elementes wurden so gewählt, daß nur Druckkräfte aufgenommen werden können. Treten Zugkräfte in den Stabelementen auf, fallen diese Stäbe aus. Der Durchmesser der Fachwerkstäbe und deren Materialkennwerte, welche das Tragverhalten in der Fuge sehr stark beeinflussen, wurden durch das Nachrechnen der Versuche von Egermann [40] ermittelt und auf das dreidimensionale Modell übertragen. Für die Außenschale wie auch für die Innenfüllung wurde ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Die Versuche und die Ergebnisse, die mit diesem mehrschaligen Modell durchgeführt wurden, sind im Kapitel 5.2.3 aufgeführt. Der Vorteil der Fugenausbildung mit Fachwerkstäben lag in der geringeren notwendigen Parameteranzahl zur Beschreibung des Tragverhaltens der Fuge und den wesentlich verkürzten Rechenzeiten.

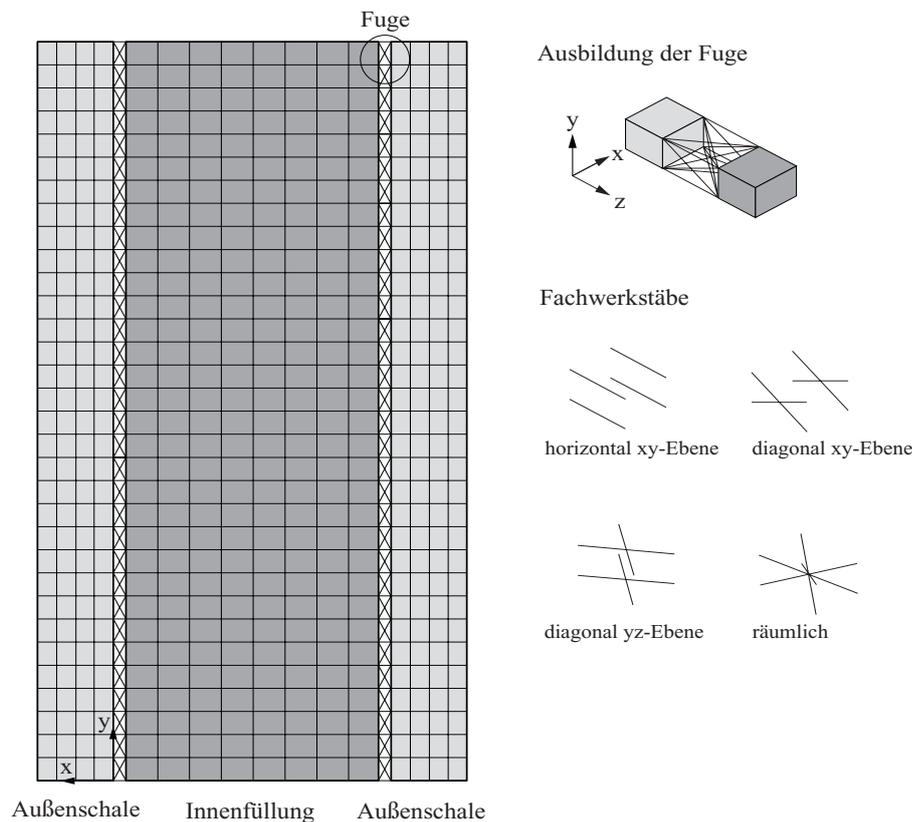


Abbildung 5.14: Finite Elemente Modell der mehrschaligen Mauerwerkswand

## 5.2 Parameter

### 5.2.1 Geometrie der Außenschalen

Die Geometrie der mehrschaligen Mauerwerkswand wurde definiert durch deren Länge  $l$ , deren Höhe  $h$  und die Dicke der Außenschale  $t_a$  sowie die Dicke der Innenfüllung  $t_i$ , siehe Abbildung 5.15. Diese Abmessungen der mehrschaligen Mauerwerkswand wurden in Anlehnung an die Arbeiten von Egermann [40] und Dahmann [35] gewählt. Egermann [40] gibt an, daß ab einer Gesamtdicke von ca.  $50\text{cm}$  ein mehrschaliger Mauerwerksquerschnitt vorhanden ist und das Dickenverhältnis der Innenfüllung zur Außenschale im Bereich von  $\frac{t_i}{t_a} = 1 - 5$  liegt. Daraus ergaben sich nach Egermann [40] für die Dicke der Außenschale in der Regel Werte zwischen  $t_a = 20 - 40\text{cm}$ . Dies wird durch die Angaben der Dicke der Außenschalen mehrschaliger Mauerwerkswände im Mittelalter mit  $25 - 50\text{cm}$  durch Pieper [103] bestätigt. Für die Höhe  $h$  und die Länge  $l$  der Außenschale der mehrschaligen Mauerwerkswand wurden die folgenden Parameterwerte gewählt.

- $h = 3,00 / 6,00 / 9,00 / 12,00\text{m}$
- $l = 3,00 / 6,00 / 9,00 / 12,00\text{m}$

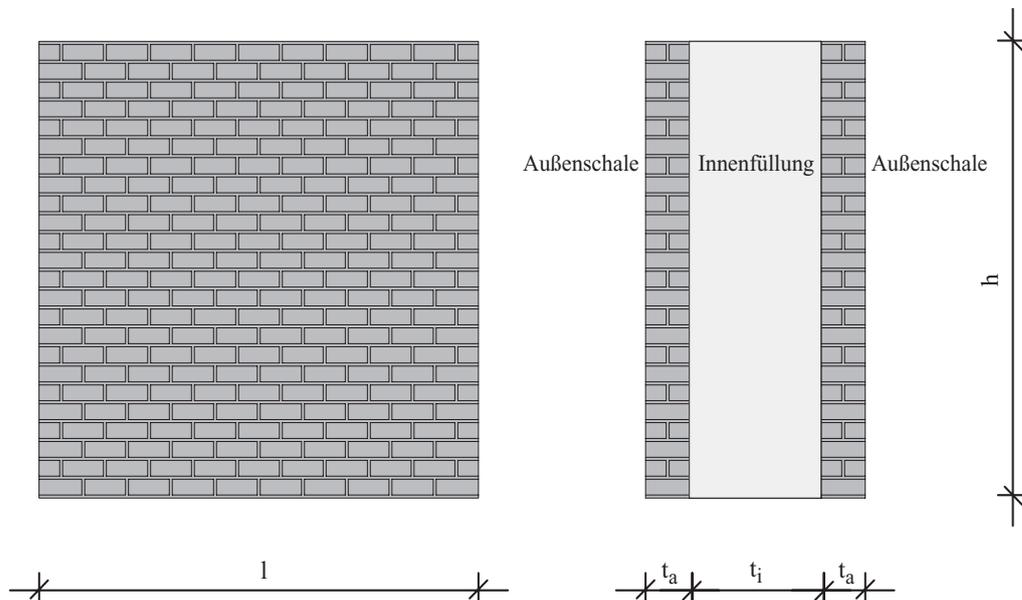


Abbildung 5.15: Abmessungen der mehrschaligen Mauerwerkswand

Die Dicke der Innenfüllung  $t_i$  wurde mit den Werten  $\frac{t_i}{t_a} = 1, 3, 5$  ins Verhältnis zur der gewählten konstanten Dicke der Außenschale  $t_a = 30\text{cm}$  gesetzt. Für die Parameterstudien ergaben sich 48 unterschiedliche Geometrien der Außenschale. Zur Verifizierung der Ergebnisse wurden weitere Berechnungen mit unterschiedlicher Dicke der Außenschale  $t_{a_1} = 20\text{cm}$  und  $t_{a_2} = 40\text{cm}$  durchgeführt. Die Außenschale mit den Abmessungen  $h = l = 3,00\text{m}$  und  $t_a = 0,30\text{m}$  stellte das Grundmodul der Parameterstudien dar. Für diese Außenschale ergab sich eine Schlankheit  $\lambda = 10$ . Zur Ermittlung des

Einfluss der Schlankheit der Außenschale auf die erforderliche Nadelankeranzahl wurden Außenschalen mit der Grenzschlankheit  $\lambda_a = 40$  untersucht.

Besteht die Innenfüllung einer mehrschaligen Mauerwerkswand aus einem weichen Material, so wirken horizontale Drücke aus dieser auf die Außenschale. Durch diese Drücke aus der Innenfüllung kann eine Ablösung der Außenschale hervorgerufen werden und eine Ausbauchung der Außenschale resultieren. Voruntersuchungen haben gezeigt, daß durch eine vorhandene Ausbauchung die erforderliche Nadelankeranzahl maßgeblich beeinflusst wird. Greifen vertikale Lasten an der Außenschale an, entsteht durch den Wert der Ausbauchung in x-Richtung und der vertikalen Kraft ein Moment auf die Außenschale. Durch das Moment wird die Außenschale auf Biegung beansprucht, Abbildung 5.16.

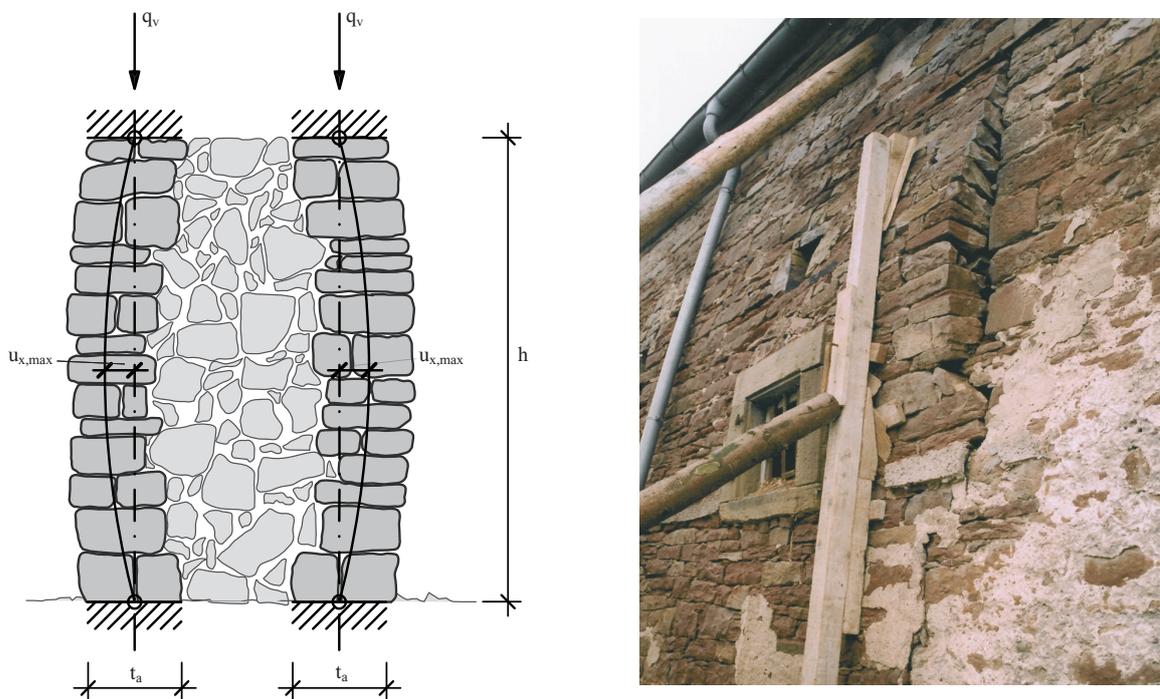


Abbildung 5.16: Querschnitt einer mehrschaligen Mauerwerkswand mit angenommener Ausbauchung (vorhandene Vorverformung) und ausgebauchter Wandquerschnitt einer Scheunenwand in Helmstadt-Bergen (Bild von C. Neuwald-Burg)

Die geometrische Form und die Größe der Ausbauchung der Außenschale sind im weiteren abhängig von:

- dem statischen System der Außenschale
- dem Gefügestand der Innenfüllung sowie der Außenschale
- dem Ort und Größe der angreifenden Lasten

Die möglichen geometrischen Formen der Ausbauchung und ihre Ursachen können in ihrer Vielzahl in den Parameterstudien nicht erfasst werden. Für die Geometrie der Ausbauchung wurden

in Abhängigkeit von der statischen Lagerung der Außenschale und unter Vernachlässigung exzentrischer Einleitung vertikal wirkenden Lasten drei verschiedene geometrische Formen der Biegelinie für die nach der Silotheorie angreifenden Lasten angenommen, Abbildung 5.17.

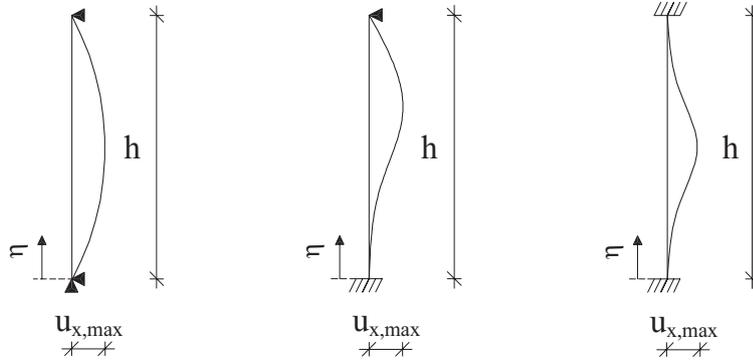


Abbildung 5.17: Biegelinien der Außenschale infolge angreifender Lasten aus der weichen Innenfüllung

Diese geometrischen Formen mußten auf das Finite Elemente Modell der Außenschale für die Parameterstudien übertragen werden. Zunächst wurde das statische System der Außenschale durch ein Stabwerksmodell generiert. Auf dieses Stabwerk wurden anschließend die Lasten nach der Silotheorie aufgebracht und eine linear-elastische Berechnung des Systems durchgeführt, Abbildung A.9. Die Koordinaten des verformten Systems wurden im Anschluß an die Berechnung abgefragt und abgespeichert. Die maximale Verformung in x-Richtung  $u_{x,max}^s$  wurde mit dem Einheitswert 1 gleichgesetzt.

Aus den Werten für die Verformung in x-Richtung der weiteren Knoten  $u_{x(i)}^s$  wurde nach Gleichung 5.3 der Wert  $f_{x,v(i)}^s$  berechnet. Der Wert  $f_{x,v(i)}^s$  gibt das Verhältnis für die Verformung des Knotens  $i$  zur maximal vorhandenen Verformung des Stabwerkmodells in x-Richtung  $u_{x,max}^s$  an.

$$\frac{u_{x(i)}^s}{u_{x,max}^s} = f_{x,v(i)}^s \quad (5.3)$$

Für die Parameterstudien wurden fünf Werte zur Berechnung der angenommenen Vorverformung  $f_{a,ux}$  angesetzt, Tabelle 5.1 angenommen. Aus diesen wurde die maximal vorhandene Verformung der Außenschale in x-Richtung  $u_{x,max}$  nach Gleichung 5.4 berechnet. Der Wert  $f_{a,ux}$  diente als Rechenhilfe für die Finite Elemente Berechnung.

$$u_{x,max} = \frac{h}{f_{a,ux}} \quad (5.4)$$

Zur Generierung der Außenschale als Volumenmodell wurden die Koordinaten in x-Richtung  $k_{ux(i)}$  bis  $k_{ux(j)}$ , für die Knoten  $i$  bis  $j$  nach der Gleichung 5.5 berechnet. Die berechneten Koordinaten in x-Richtung wurden in eine Matrize gespeichert und in das Finite Elemente Programm ANSYS eingelesen.

$$\begin{pmatrix} k_{ux(i)} \\ \vdots \\ k_{ux(j)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f_{x,v(i)}^s \\ \vdots \\ f_{x,v(j)}^s \end{pmatrix} \cdot u_{x,max} \quad (5.5)$$

$f_{a,ux}[-]$	$\infty$	200	100	50	25	
h [m]	3,0	$\rightarrow 0$	1,5	3,0	6,0	12,0
	6,0	$\rightarrow 0$	3,0	6,0	12,0	24,0
	9,0	$\rightarrow 0$	4,5	9,0	18,0	36,0
	12,0	$\rightarrow 0$	6,0	12,0	24,0	48,0

Tabelle 5.1: Werte für die maximale Verformung der Außenschale  $u_{x,vorh}$  [cm] senkrecht zur Wandebene

Im Anhang sind in der Abbildung A.9 für die untersuchten statischen Systeme der mehrschaligen Mauerwerkswand die Biegelinien für die Außenschale mit der Höhe  $h = 3m$  dargestellt. Diese Berechnungen der Verformungen mit Stabwerksmodellen und die daraus resultierende Berechnung der Koordinaten in x-Richtung wurden für die unterschiedlichen Höhen der Außenschalen durchgeführt. Die Verformungen in z-Richtung und in y-Richtung wurden für die Generierung der Außenschale vernachlässigt.

## 5.2.2 Statische Systeme der Außenschalen

Für die Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl wurden für die Außenschalen drei statische Systeme (Abb.5.18) angenommen:

- oben und unten gelenkig gelagert
- unten eingespannt und oben gelenkig gelagert
- unten und oben eingespannt

Freistehende mehrschalige Mauerwerkswände wurden in dieser Arbeit nicht untersucht.

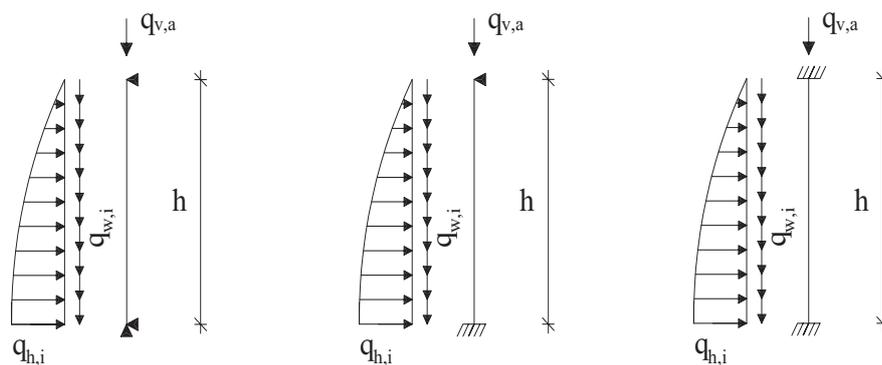


Abbildung 5.18: Statische Systeme der Außenschale mit den angreifenden Lasten

### 5.2.3 Lasten auf die Außenschalen

Zusätzlich zu den Lasten aus der weichen Innenfüllung können vertikale Lasten an dem Wandkopf der Außenschale angreifen. Diese unterschiedlichen, auf die Außenschale wirkenden Lasten gingen in die Parameterstudien als Parameter  $q_{h,i}$  und  $q_{w,i}$  und  $q_{v,a}$  ein. Die vertikale Tangentiallast  $q_{w,i}$  hatte zur Mittelachse der Außenschale die Exzentrizität  $t_a/2$ .

Die vertikale Last  $q_{v,a}$  am Wandkopf wurde als zentrisch angreifende Linienlast in das Finite Elemente Modell der Außenschale eingeleitet. Die in der Tabelle 5.2 aufgeführten Werte für die vertikalen Flächenlasten wurden in Abhängigkeit von der Dicke der Außenschale  $t_a$  in eine Streckenlast umgerechnet. Diese vertikale Last  $q_{v,a}$  entspricht der in Kapitel 3.4 definierten Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  der Außenschale. Die vertikale Last auf die Außenschale wurde auf den Wert  $q_{v,a} = 2,0 \text{ N/mm}^2$  begrenzt. Egermann gibt in [40] an, daß dieser Wert bei historischem Mauerwerk selten überschritten, beziehungsweise dadurch die obere Grenze der Tragfähigkeit des Mauerwerks markiert wird.

Die aus der Innenfüllung auf die Außenschale wirkenden Lasten  $q_{h,i}$  und  $q_{w,i}$  nach der Silotheorie von Janssen [70] haben den Verlauf einer e-Funktion. Aus programmtechnischen Gründen war es nicht möglich, diese Flächenlast entsprechend ihrem Verlauf in das Finite Elemente Modell der Außenschale einwirken zu lassen. In Abhängigkeit von der Lasteinzugsfläche jedes einzelnen Knotens der Außenschale wurden Punktlasten berechnet, durch die die Außenschale beansprucht wurde.

Die Größe der horizontalen wie auch der vertikalen Last  $q_{h,i}$  und  $q_{w,i}$  aus der Innenfüllung auf die Außenschalen wurde nach den Gleichungen 5.6 und 5.7 berechnet, siehe hierzu auch Kapitel 3.1.

$$q_h(y) = \frac{\gamma_i \cdot r_s}{\mu} \cdot \left[ 1 - e^{-\frac{y}{y_0}} \right] \quad (5.6)$$

$$q_w(y) = \gamma_i \cdot r_s \cdot \left[ 1 - e^{-\frac{y}{y_0}} \right] \quad (5.7)$$

Die Lasten aus der Innenfüllung sind abhängig von der Wichte  $\gamma_i$  der Innenfüllung, dem Siloradius  $r_s$  nach der Gleichung 3.7, der sich aus der Geometrie der Innenfüllung ergibt, und dem Wandreibungsbeiwert  $\mu$ . Für das spezifische Eigengewicht der Innenfüllung  $\gamma_i$  und den Wandreibungsbeiwert  $\mu$  wurden die in Tabelle 5.2 aufgeführten Parameterwerte in Anlehnung an die Arbeiten von Brüggemann [16], Egermann [40] und Warnecke [129], gewählt. Die Werte für die Dicke der Innenfüllung  $t_i$ , aus denen sich der Siloradius berechnet, wurden bereits im Kapitel 5.2.1 aufgeführt und erörtert. Werden die Lasten aus der weichen Innenfüllung auf die Außenschalen nach der Silotheorie von Janssen [70] berechnet, so werden diese, nach Angaben von Egermann [40] und Neuwald-Burg [99], in ihrer Größe überschätzt.

Neuwald-Burg [99] führte zur Ermittlung der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen Zentrifugenversuche an mehrschaligen Mauerwerkskörpern durch. Sie gibt an, daß bei dünneren Innenfüllungen eine Übereinstimmung der gemessenen mit den nach der Silotheorie berechneten Werten besteht, daß jedoch bei dickeren Innenfüllungen die gemessenen Werte für die Kräfte um circa 40% kleiner sind als die nach der Silotheorie berechneten.

Parameter	$\delta q_{v,a}$	$\gamma_i$	$\mu$
Einheit	$[\frac{N}{mm^2}]$	$[\frac{kN}{m^3}]$	[ - ]
Werte	0,1	10	1,19
	0,5	15	
	1,25	20	
	2,00	-	

Tabelle 5.2: Parameterwerte für die vertikale Differenzlast  $\delta q_{v,a}$ , die Wichte der Innenfüllung  $\gamma_i$  und die Querdehnzahl  $\mu$

Zur Ermittlung eines Faktors  $\eta_i$ , der die Lasten nach der Silotheorie abmindert, wurden Vergleichsberechnungen zwischen der Außenschale, die durch Lasten aus der weichen Innenfüllung nach der Silotheorie beansprucht wurde, und dem Gesamtquerschnitt, der seine Lasten nach dem in Kapitel 5.1 beschriebenen Finite Elemente Modell erfährt, durchgeführt, siehe Abbildung 5.19. Vertikal wirkte auf die beiden Finite Elemente Modelle ausschließlich das Eigengewicht der Einzelschalen. Insgesamt wurden mit diesen beiden Finite Elemente Modellen je neun Berechnungen durchgeführt. Verändert wurde dabei die Dicke  $t_i$  und die Wichte der Innenfüllung  $\gamma_i$ . Die Dicke der Außenschale  $t_a$  wurde mit  $30cm$  konstant gehalten. Die Außenschale wurde am Wandfuß eingespannt und am Wandkopf horizontal gelenkig gelagert. Für die Außenschale wie auch für die Innenfüllung wurde den Berechnungen ein linear-elastisches Materialgesetz zugrunde gelegt. Im Anhang sind für beide Vergleichsfälle in der Abbildung A.11 die Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale dargestellt.

Neben den auftretenden Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge wurden auch die Auflagerkräfte der Außenschale der beiden Systeme verglichen. Die horizontalen Auflagerkräfte wurden in allen durchgeführten Berechnungen um  $\sim 40\%$  überschätzt. Für die Parameterstudien wurden die angreifenden horizontalen Lasten auf die Außenschalen deshalb um  $40\%$  abgemindert. In Abbildung A.11 sind die Biegespannungen der Außenschale für die in Abbildung 5.19 dargestellten Finite Elemente Modelle aufgeführt, linkes mit 1,0facher, rechts mit 0,6facher Last nach der Silotheorie. Durch die Abminderung der Silolasten um  $40\%$ , Gleichung 5.8 und 5.9, konnte eine gute Übereinstimmung der Auflagerkräfte und der resultierenden Biegespannungen der in der Abbildung 5.19 dargestellten Finite Elemente Modelle beobachtet werden.

$$q_h^{res}(y) = \eta_i \cdot q_h(y) \quad (5.8)$$

$$q_w^{res}(y) = \eta_i \cdot q_w(y) \quad (5.9)$$

Bei den bisher getroffenen Annahmen zur Geometrie der mehrschaligen Mauerwerkswand, zum Gefügestand und Materialverhalten der Innenfüllung sowie zur geometrischen Anordnung der Lasten auf die Außenschalen wurde von einem klar definierten Sonderfall ausgegangen. Für diesen maßgebenden Sonderfall für die Größe der Beanspruchung der Außenschale durch die Lasten aus der Innenfüllung wurden die Parameterstudien zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl durchgeführt. Ihm lagen die folgenden Annahmen zugrunde:

- Innenfüllung weich, sie ist nicht in der Lage, sich selber zu tragen
- an der Oberfläche der Innenfüllung der mehrschaligen Mauerwerkswand greifen keine vertikalen Lasten an (nur Eigengewicht)
- Innenfüllung gibt die Lasten nach der Silotheorie an die Außenschalen ab

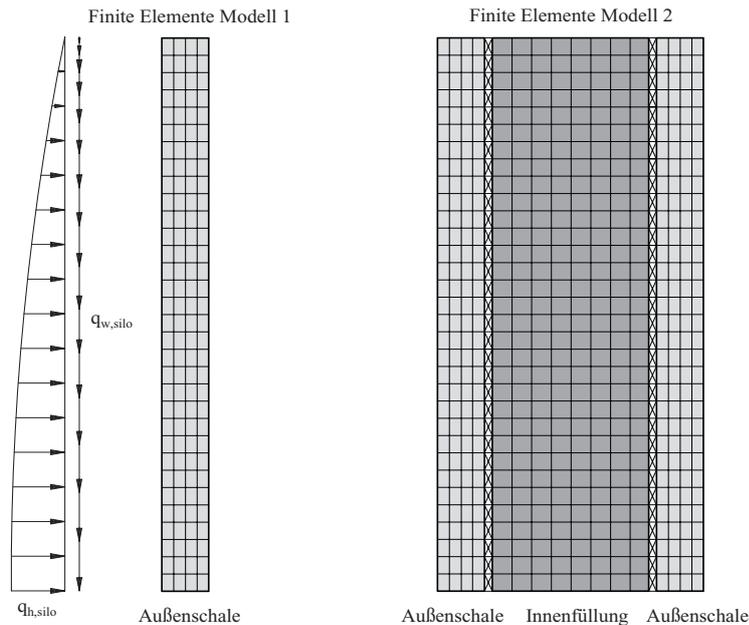


Abbildung 5.19: Finite Elemente Modelle zur Ermittlung des Faktors  $\eta_i$  zur Abminderung der Lasten nach der Silotheorie

Besteht nun die Innenfüllung aus einem Material, für das dieser Sonderfall nicht zutrifft, liegt die Vernadelung durch die zu hoch berechnete Nadelankeranzahl auf der sicheren Seite. Damit jedoch die Nadelankeranzahl auf die tatsächlich erforderliche reduziert werden kann, wurden Parameterstudien durchgeführt, bei denen eine Reststeifigkeit der Innenfüllung angenommen wurde. Bei solchen mehrschaligen Mauerwerkswänden erfolgt die Abtragung der Lasten in Abhängigkeit von den Steifigkeiten der Einzelschalen. Dafür mußte der Einfluß unterschiedlicher Gefügestände der Innenfüllung auf die Größe der Lasten auf die Außenschale ermittelt werden. Ziel dieser Untersuchungen war ein Kennwert, mit dessen Hilfe die Größe der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen in Abhängigkeit von dem vorhandenen Elastizitätsmodul der Innenfüllung  $E_i$ , berechnet werden kann.

Mit Hilfe der Finiten Elemente Methode wurden an mehrschaligen Mauerwerksmodellen, die ausschließlich durch ihr Eigengewicht beansprucht wurden, der Einfluß unterschiedlicher Elastizitätsmoduli der Innenfüllung  $E_i$  sowie der Einfluß unterschiedlicher Querdehnzahlen  $\nu_i$  der Innenfüllung auf die resultierenden Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale untersucht, Abbildung 5.20. Zusätzlich wurden die Auflagerkräfte der durchgeführten Berechnungen miteinander verglichen.

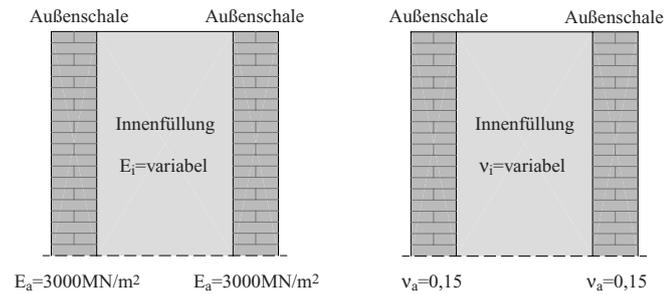


Abbildung 5.20: Modelle zur Berechnung der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschale in Abhängigkeit von unterschiedlichen Materialparametern unter dem Eigengewicht der Konstruktion

Aus den Berechnungen hat sich gezeigt, daß die vorhandenen Biegespannungen der Außenschale mit dem Elastizitätsmodul der Innenfüllung  $E_i$  korrelieren. Die Variation der Querdehnzahl der Innenfüllung  $\nu_i$  hat hingegen keinen nennenswerten Einfluß auf die Biegespannungen der Außenschale, siehe hierzu Abbildung A.12 im Anhang.

Aus den Ergebnissen der Berechnungen wurde ein Abminderungsfaktor  $\eta_{i,E}$  (Abbildung 5.21) abgeleitet, durch den die Größe der Lasten auf die Außenschalen  $q_{h,i}$  und  $q_{w,i}$  nach der Silotheorie von Janssen [70] in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli der Innenfüllung zur Außenschale  $E_i/E_a$  abgemindert werden kann. Die Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen berechnen sich somit bei vorhandener Resttragfähigkeit der Innenfüllung nach den Gleichungen 5.10 - 5.11 mit Berücksichtigung des Faktors  $\eta_{i,E}$ .

$$q_h^{r_i}(y) = \eta_{i,E} \cdot q_h(y) \quad (5.10)$$

$$q_w^{r_i}(y) = \eta_{i,E} \cdot q_w(y) \quad (5.11)$$

Bei dieser Annahme wird vorausgesetzt, daß die beiden Außenschalen die gleiche Steifigkeit besitzen. Für die Außenschale wie auch für die Innenfüllung wurde ein ideal-elastisches Materialverhalten angenommen.

Dahmann [35] gibt in seiner Arbeit, Abbildung 2.7, unterschiedliche Möglichkeiten für die geometrische Anordnung und Einleitung der vertikalen Lasten in die mehrschalige Mauerwerkswand an. Auf die bisher untersuchten mehrschaligen Mauerwerkswände wirkten das Eigengewicht aus der Konstruktion und zusätzliche vertikale Lasten auf die Außenschalen. Vertikal angreifende Zusatzlasten auf die Innenfüllung wurden bisher nicht berücksichtigt. Zur Bestimmung des Einflusses der unterschiedlichen geometrischen Lage der angreifenden Lasten erfolgten weitere Parameterstudien mit Hilfe der Finiten Elemente Methode. Dabei wurden zum einen Außenschale und Innenfüllung gleichzeitig, zum anderen die Innenfüllung an der Oberfläche durch eine vertikale Flächenlast beansprucht, Abbildung 5.22. In den Berechnungen wurde für die Außenschale wie für die Innenfüllung ein ideal-linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Die vertikale Flächenlast wurde konstant gehalten.

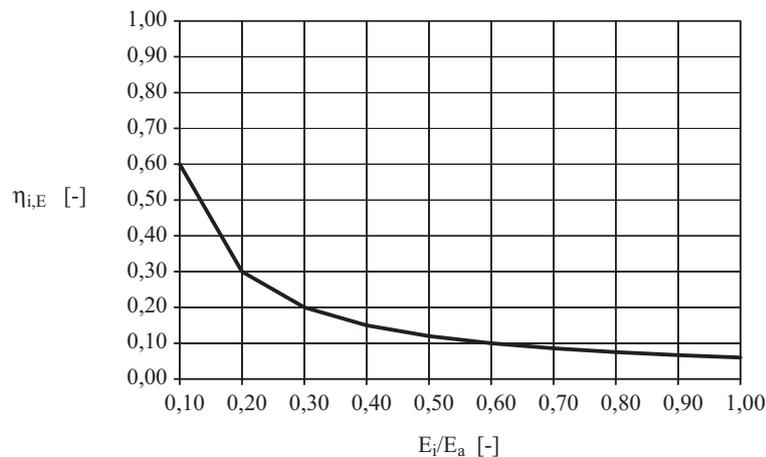


Abbildung 5.21: Faktor zur Abminderung der Lasten nach der Silotheorie von Janssen auf die Außenschale in Abhängigkeit von dem Verhältnis der E-Moduli der Einzelschalen

Auch hier hat sich aus den Ergebnissen der Berechnungen gezeigt, daß der E-Modul der Innenfüllung  $E_i$  die Biegespannungen der Außenschale maßgeblich beeinflusst, hingegen jedoch der Einfluß unterschiedlicher Querdehnzahlen  $\nu_i$  aus der Innenfüllung vernachlässigt werden kann. Im weiteren hat sich bestätigt, daß die Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale für den Fall, daß eine vertikale Last ausschließlich in die Innenfüllung eingeleitet wird, wesentlich größer sind als bei einer vertikalen Last auf den Gesamtquerschnitt der mehrschaligen Mauerwerkswand. In der Abbildung A.13 sind die Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge in Abhängigkeit von der unterschiedlichen geometrischen Lastanordnung nach Abbildung 5.22 dargestellt.

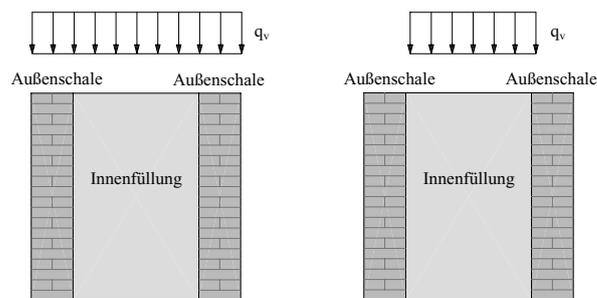


Abbildung 5.22: Mehrschalige Mauerwerkswand mit vertikaler Lasteinleitung in den Gesamtquerschnitt bzw. in die Innenfüllung

Mit Hilfe der Finiten Elemente Methode wurden an den in Abbildung 5.23 dargestellten Modellen Berechnungen durchgeführt und anhand der Ergebnisse untersucht, inwieweit der Ansatz von Terzaghi durch die Erweiterung der Silotheorie von Janssen um die Faktoren  $q_{h,i}^T$   $q_{w,i}^T$  zur Berechnung der Schnittgrößen der dargestellten Systeme angewendet werden kann.

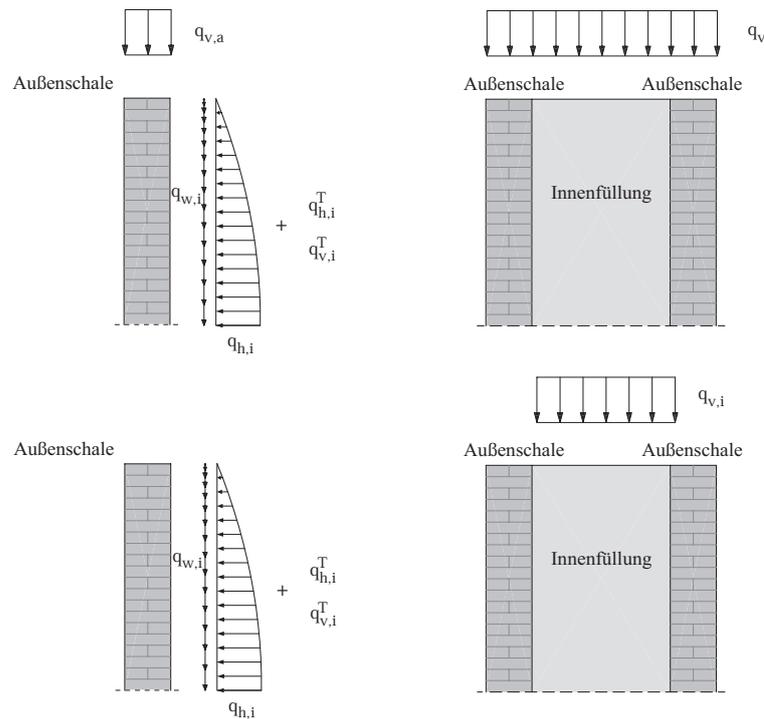


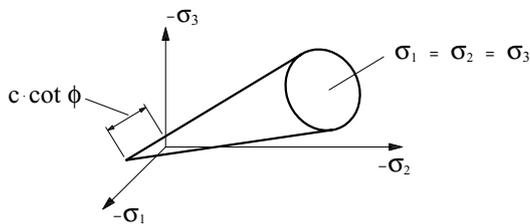
Abbildung 5.23: Unterschiedliche Anordnung der wirkenden Lasten auf die Außenschale der mehrschaligen Mauerwerkswand

Die beiden Finite Elemente Modelle unterschieden sich in der geometrischen Anordnung der vertikal angreifenden Lasten. Bei beiden Modellen wurde in die Innenfüllung eine vertikale Last  $\delta q_{w,i}$  eingelegt. Die Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale sind für beide Modelle in der Abbildung A.14 dargestellt. Sie können bei vertikalen Lasten an der Oberfläche der Innenfüllung mit dem Ansatz von Terzaghi berechnet werden. Zwischen den Ergebnissen der beiden unterschiedlichen Finite Elemente Modelle ist bis zum Erreichen einer vertikalen Last von  $q_v = 2,0 N/mm^2$  eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Wurde diese vertikale Last erhöht, zeigte sich, daß die Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschale nach dem Ansatz von Terzaghi überschätzt werden. Hier ist es sinnvoll, das Gesamtsystem der mehrschaligen Mauerwerkswand in die Berechnung der Schnittgrößen einfließen zu lassen.

Die Zunahme der Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge konnte auch in weiteren Untersuchungen zur Lastabtragung von mehrschaligen Mauerwerkswänden festgestellt werden. Dabei wurde für die Modellierung des Fließverhaltens der Innenfüllung das Materialmodell von Drucker-Prager angewendet. In ANSYS [3] wird die Fließbedingung nach der Gleichung 5.12 definiert. Dieses Materialmodell begrenzt den Spannungszustand durch ein elastisch-ideal-plastisches Fließmodell, Abbildung 5.24.

Die Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens der Innenfüllung kann zum Überschätzen der Tragfähigkeit dieser Schicht führen. Ein solcher Ansatz für das linear-elastische Materialverhalten der Innenfüllung kann bis zu einem bestimmten Wert der Spannung angenommen werden. Wird

dieser überschritten, fängt die Innenfüllung an zu fließen und es findet eine Volumenvergrößerung dieser Schicht statt, [40]. Hieraus erhöhen sich die Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen.



$$F = 3\beta\sigma_m + \sqrt{\frac{1}{2}s_{k1}s_{k1}} - \sigma_y = 0 \quad (5.12)$$

Abbildung 5.24: Fließfläche und Fließbedingung nach Drucker-Prager

Bergander [10] führte unter Verwendung plastischer Materialmodelle Mauerwerksberechnungen durch. Er paßte das in ANSYS implementierte Materialmodell Drucker-Prager für Mauerwerk so an, daß bei Kenntnis der Zugfestigkeit  $\beta_z$  und der Druckfestigkeit  $\beta_d$  die Werte für die Kohäsion  $c$  und den Winkel der inneren Reibung  $\phi$  nach den Gleichungen 5.13 und 5.14 berechnet werden können.

$$c = \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{\beta_z \beta_d}{\sqrt{\beta_z (\beta_d - \frac{1}{3} \beta_z)}} \quad (5.13)$$

$$\sin \phi = \frac{\beta_d - \beta_z}{\beta_d + \frac{1}{3} \beta_z} \quad (5.14)$$

Berechnungen an mehrschaligen Mauerwerkswänden haben gezeigt, daß nach dem Fließen der Innenfüllung die Lasten und die daraus resultierenden Biegespannungen der Außenschale sehr stark zunahmen. An Außenschalen, die durch Silolasten aus der Innenfüllung beansprucht wurden und auf die zusätzlich eine vertikale Last aus der Oberfläche der Innenfüllung einwirkte, konnte dabei beobachtet werden, daß bei einer vertikalen Last, die größer  $2,0 N/mm^2$  war, die resultierenden Lasten aus der Innenfüllung mit dem Ansatz von Terzaghi sehr stark überschätzt werden. Wurden diese vertikalen Lasten in die Oberfläche der mehrschaligen Mauerwerkswand eingeleitet, konnte unter Verwendung des Materialmodells von Drucker-Prager eine gute Übereinstimmung der vorhandenen Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale zwischen dem Teilmodell der Außenschale mit dem Ansatz der Silolasten und dem mehrschaligen Mauerwerksquerschnitt beobachtet werden. Zur Verifizierung dieser Beobachtung und zur Angabe, inwieweit das nichtlineare Materialverhalten der Innenfüllung die erforderliche Nadelankeranzahl und das Tragverhalten des Gesamtquerschnittes beeinflusst, müssen weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

Aus den Ergebnissen der durchgeführten Berechnungen zeigt sich, daß der Ansatz der abgeminderten Silolasten auf die Außenschalen des mehrschaligen Mauerwerksquerschnittes auch für den Fall, daß die Innenfüllung ins Fließen gerät, auf der sicheren Seite liegt. Die Berechnung des mehrschaligen Mauerwerksquerschnittes unter Verwendung eines nichtlinearen Materialgesetzes hat den Nachteil hoher Berechnungszeiten durch die Unterteilung der vertikalen Last in Lastschritte und die hohe Anzahl der notwendigen Iterationsschritte, damit die vorgegebenen Konvergenzkriterien erfüllt werden.

### 5.2.4 Nadelankerkraft

Die zulässige Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  bestimmt sich aus der zulässigen Beanspruchung des Nadelankers selber, der maximalen Kraft, die über Verbundwirkung in den Stein eingeleitet werden kann, oder der zulässigen Einzelkraft auf die Außenschale, siehe hierzu Kapitel 3.3.3.

Im Algorithmus zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankerkräfte wurden die zulässigen Nadelankerkräfte auf 5, 10, 20, 30kN begrenzt. Sie wurden in Anlehnung an die von Dahmann [35] für seine Versuche an mehrschaligen Mauerwerkswänden angegebenen Werte gewählt.

Aus Berechnungen mit Hilfe der Finite Elemente Methode hat sich gezeigt, daß die Nadelankerkräfte maximal 30kN betragen. Sie stehen in Abhängigkeit zur Größe des gewählten Nadelrasters. Werden die Abstände zwischen den Nadelankern erhöht, vergrößert sich die Kraft im Nadelanker. Wurde der maximale Wert der vorhandenen Nadelankerkräfte  $f_{a_{zul}}=30\text{kN}$  überschritten, waren die Kriterien für die maximal zulässigen Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge nicht eingehalten.

### 5.2.5 Nadelankerdurchmesser

Mehrschalige historische Mauerwerkswände werden in der Regel mit Nadelankern mit einem Durchmesser von  $d_{na} = 10 - 16\text{mm}$  vernadelt, siehe hierzu Kapitel 2.5.2. In den Parameterstudien zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl wurden Nadelanker mit den Durchmessern  $d_{na} = 8\text{mm}$  und  $d_{na} = 16\text{mm}$  eingebaut. Für den Elastizitätsmodul wurde in Anlehnung an die Arbeit von Gigla [53] der auf der sicheren Seite liegende Wert für rostfreien Betonrippenstahl  $E_{na} = 160000\text{N/mm}^2$  gewählt.

## Kapitel 6

# Diskussion und Auswertung der Parameterstudien

Mit den in Kapitel 5 durchgeführten Parameterstudien sollte ein für die Praxis tauglicher, ingenieurmäßiger Ansatz zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl in horizontaler und vertikaler Richtung entwickelt werden. Auch sollte sich im weiteren die geometrische Anordnung der Nadelanker, das Nadelraster, ergeben.

### 6.1 Auswertung der Ergebnisse zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl

#### 6.1.1 Statistische Verfahren zur Auswertung der Ergebnisse

Zur Auswertung der Ergebnisse und zur Formulierung einer Gleichung, durch die die erforderliche Nadelankeranzahl in Abhängigkeit von den in Kapitel 5 beschriebenen Parametern berechnet werden kann, wurden die folgenden Analyseverfahren verwendet:

- multiple Regressionsanalyse
- lineare Optimierung

#### 6.1.2 Multiple Regressionsanalyse

Wie aus den vorangegangenen Kapiteln und Diagrammen ersichtlich ist, wird die Nadelankeranzahl aus der Kombination der untersuchten Parameter untereinander beeinflusst. Um diesen Zusammenhang der unabhängigen Variablen zu analysieren und grafisch darzustellen, wurde aus dem Bereich der Statistik die multiple Regressionsanalyse [121], [43] gewählt. Dabei werden die abhängigen Variablen durch die unabhängigen Variablen über eine lineare Funktionsgleichung 6.1 [9] dargestellt.

$$y = f(x_1, \dots, x_j) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_k x_k \quad (6.1)$$

Als Berechnungsgrundlage der multiplen linearen Regressionsanalyse dient das Kriterium der Kleinsten Quadrate [121], wodurch die Regressionskoeffizienten  $\beta_i$  ermittelt werden. Der Grad der Abhängigkeit

zwischen den unabhängigen und den abhängigen Variablen wird durch das Bestimmtheitsmaß  $B^2$  Gleichung 6.3 ausgedrückt. Diese berechnet sich aus dem Quadrat des Korrelationskoeffizienten  $r_{xy}$  Gleichung 6.2.

$$r_{xy} = \frac{\sum(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x_i - \bar{x})^2 \cdot \sum(y_i - \bar{y})^2}} \quad r_{xy} \in [-1, 1] \quad (6.2)$$

$$B = r_{xy}^2 \quad 0 \leq B^2 \leq 1 \quad (6.3)$$

Ziel der Regressionsanalyse war es, ein einfaches Berechnungsverfahren für die erforderliche Nadelankeranzahl zu entwickeln. Die Regressionsanalyse wurde so durchgeführt, daß sich zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl zwei unterschiedliche Verfahren V1 und V2 ergaben. In das Verfahren V1 gingen die folgenden Parameter ein:

- Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a$
- Bemessungsmoment der Außenschale  $M_{a,v}^b$
- Dicke der Innenfüllung  $t_i$
- Wichte der Innenfüllung  $\gamma_i$

Für die Regressionsgleichung wurde eine lineare Ansatzfunktion nach Gleichung 6.4 gewählt. Voruntersuchungen haben gezeigt, daß die Einflüsse aus den verschiedenen Parametern auf die erforderliche Nadelankeranzahl dadurch sehr gut abgebildet werden können, siehe hierzu 6.3.

$$y = \beta_0 + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot t_i + \beta_4 \cdot \gamma_i \quad (6.4)$$

Die Analyse wurde so durchgeführt, daß durch den Wert  $y$  die erforderliche Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung  $n_{erf,v}$  angegeben wird. Die Definition und die Berechnung der in die Regressionsgleichung einfließenden Parameter sind in Kapitel 7.2 erläutert. Aus der Regressionsanalyse nach der Regressionsgleichung 6.4 über den gesamten Wertebereich der Parameterstudien ergab sich ein Bestimmtheitsmaß von  $B^2 = 0,96$ , Abbildung 6.1 und 6.2. Dieses stellt in der Regel einen guten Zusammenhang zwischen den abhängigen und unabhängigen Variablen dar. Für die Residuen, die Differenz zwischen den beobachteten Werten der abhängigen Variablen und den aus dem Modell errechneten Vorhersagewerten, ergaben sich die beiden Werte  $\delta n_{erf,1} = -4,256$  bzw.  $\delta n_{erf,2} = +3,546$ , Abbildung 6.1.

Genauere Betrachtungen der Ergebnisse aus der Regressionsanalyse haben gezeigt, daß durch eine Einteilung der Parameter in unterschiedliche Bereiche eine Erhöhung der Genauigkeit bei der Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl erreicht werden kann. Zunächst wurde eine Unterteilung in Abhängigkeit von der vorhandenen Vorverformung  $u_{x_{vorh}}$  und der vertikalen Differenzlasten  $\delta q_{v,a}$  nach Tabelle 6.1 vorgenommen. Die Einteilung in Abhängigkeit von diesen beiden Parametern wurde begründet durch deren starken Einfluß auf die erforderliche Nadelankeranzahl, siehe hierzu Kapitel 6.3.

Parameterbereich	vorhandene Vorverformung $u_{x_{vorh}}$ [mm]	vertikale Last $q_{v,a}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
I	$\leq \frac{h}{100}$	$\leq 2,0$
	$> \frac{h}{100}$	$< 1,0$
II	$\frac{h}{100} < \dots \leq \frac{h}{50}$	$\geq 1,0$
III	$> \frac{h}{50}$	$> 1,0$

Tabelle 6.1: Einteilung der Parameterbereiche für die Durchführung der multiplen Regressionsanalyse

In Kapitel 5.2.3 wurde die Möglichkeit, in Abhängigkeit von den Materialkennwerten der Innenfüllung, die Lasten nach der Silotheorie aus der Innenfüllung auf die Außenschale mit dem Faktor  $\eta_{i,E}$  abzumindern, aufgezeigt. Diese Abminderung der Silolasten wird in der Einteilung der Parameterbereiche nach Tabelle 6.1 und in der Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl nach der Regressionsgleichung 6.4 nicht berücksichtigt. Damit diese mögliche Abminderung der Silolasten jedoch in der Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl berücksichtigt werden kann, wurde die Einteilung der Parameterbereiche in Abhängigkeit von der planmäßigen Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  nach Tabelle 6.2 vorgenommen und die Regressionsgleichung 6.6 entwickelt.

Bereich	Exzentrizität
1	$e_a \leq \frac{t_a}{6}$
2	$\frac{t_a}{6} < e_a < \frac{t_a}{3}$
3	$e_a \geq \frac{t_a}{3}$

Tabelle 6.2: Definition der Bereiche zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl

Die planmäßige Exzentrizität der Außenschale zur Einteilung der Bereiche nach Tabelle 6.2 berechnet sich aus dem  $M_{a,ges}^{II}$  Gesamtmoment der Außenschale infolge der vertikalen und horizontalen Lasten für den Endzustand und der Normalkraft  $N_{a,m}^{II}$  an der Stelle des maximalen Momentes der Außenschale nach Gleichung 6.5.

$$e_a = \frac{M_{a,ges}^{II}}{N_{a,m}^{II}} \quad (6.5)$$

Zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl ergeben sich somit die Verfahren V1 nach der Gleichung 6.4 und V2 nach der Gleichung 6.6, die sich durch die in die Regressionsgleichung eingehenden Parameter unterscheiden. Wie dem Verfahren V1 nach Gleichung 6.4 liegt auch dem Verfahren V2 nach Gleichung 6.6 eine lineare Ansatzfunktion zugrunde.

$$y = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot M_{a,i}^b \quad (6.6)$$

Anschließend wurde für jeden dieser definierten Bereiche nach Tabelle 6.2 in Abhängigkeit vom jeweiligen Verfahren V1 oder V2 eine multiple Regressionsanalyse mit linearen Ansatzfunktionen aus den Regressionsgleichungen 6.4 und 6.6 durchgeführt. Die Werte für das Bestimmtheitsmaß  $B^2$  und die Residuen  $\delta n_{erf1,2}$  sowie die Standardabweichung  $s$ , die sich nach der Gleichung 6.7 berechnet, sind in Abhängigkeit von den Parameterbereichen und den beiden Verfahren in den Tabellen 6.3 und 6.4 aufgeführt. Die dazugehörigen Regressionsgeraden sind in den Abbildungen 6.1 und 6.2 dargestellt.

$$s^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \tag{6.7}$$

Bereich	Bestimmtheitsmaß $B^2$ [-]	Residuum $\delta n_{erf,1}$ [-]	Residuum $\delta n_{erf,2}$ [-]	Standardabweichung $s$ [-]
gesamt	0,96	-4,256	+3,546	5,399
I	0,96	-2,701	+2,265	2,089
II	0,98	-0,922	+0,992	4,934
III	0,99	-0,401	+0,408	5,221

Tabelle 6.3: Werte für das Bestimmtheitsmaß  $B^2$ , die Residuen  $\delta n_{erf,1}$  und  $\delta n_{erf,2}$  und die Standardabweichung  $s$  für die einzelnen Parameterbereiche aus der multiplen Regression, Verfahren V1

Bereich	Bestimmtheitsmaß $B^2$ [-]	Residuum $\delta n_{erf,1}$ [-]	Residuum $\delta n_{erf,2}$ [-]	Standardabweichung $s$ [-]
gesamt	0,96	-4,546	+3,444	5,399
I	0,96	-2,741	+2,722	2,089
II	0,98	-1,124	+1,249	4,934
III	0,99	-0,417	+0,420	5,221

Tabelle 6.4: Werte für das Bestimmtheitsmaß  $B^2$ , die Residuen  $\delta n_{erf,1}$  und  $\delta n_{erf,2}$  und die Standardabweichung  $s$  für die einzelnen Parameterbereiche aus der multiplen Regression, Verfahren V2

Die aus der Regressionsanalyse für die einzelnen Parameterbereiche berechneten Residuen  $\delta n_{erf,1,2}$  stellen jedoch für die Anwendung in der Praxis kein zufriedenstellendes Ergebnis dar. Zur Einhaltung der erforderlichen Sicherheiten einer tragenden Konstruktion müssen die berechneten Werte für die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  größer oder zumindest gleich sein wie die aus den Parameterstudien hervorgegangene erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf}$ , Gleichung 6.8.

$$n_{erf,v} \geq n_{erf} \tag{6.8}$$

Eine Möglichkeit wäre, die aus der Regressionsgleichung berechnete Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  mit einem Sicherheitsfaktor zu multiplizieren oder die Konstante  $c$  in der Regressionsgleichung so zu verändern, daß grundsätzlich die Bedingung aus Gleichung 6.8 eingehalten wäre. Die Regressionsgerade würde somit nicht durch die Punktwolke, sondern grundsätzlich unterhalb dieser verlaufen.

Das gezielte Verändern der Regressionsgleichung hätte zur Folge, daß in einigen Fällen wesentlich mehr Nadelanker eingebaut werden müßten, als zwingend erforderlich. In Kapitel 6.1.3 wird deshalb durch die Anwendung einer Ansatzfunktion aus der linearen Optimierung versucht, die Koeffizienten der Regressionsgleichung  $\beta_i$  so zu optimieren, daß eine Verbesserung der Ergebnisse aus der Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl erreicht und gleichzeitig die Bedingung aus der Gleichung 6.8 eingehalten wird.

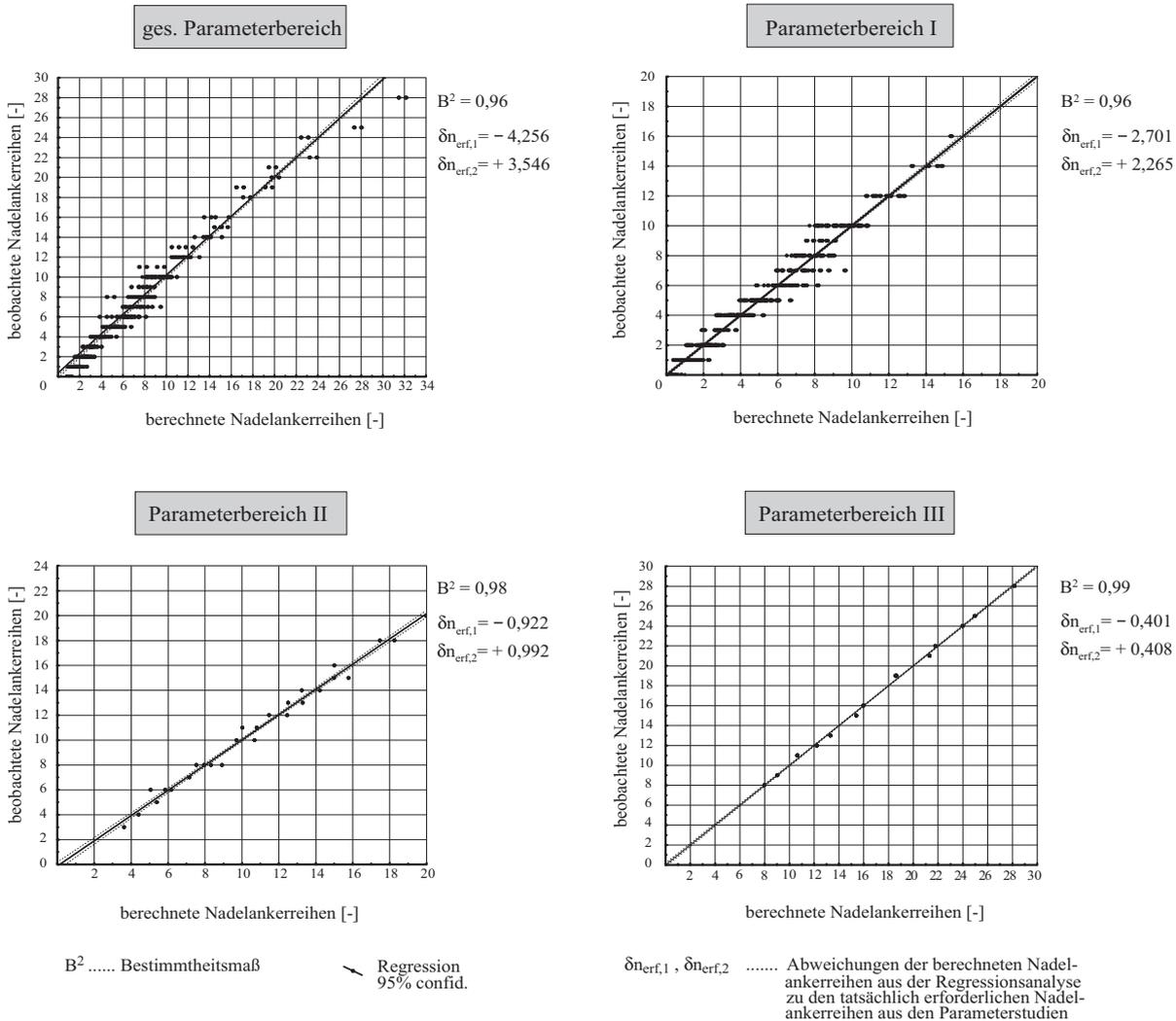


Abbildung 6.1: Regressionsgerade der Parameterbereiche aus der Regressionsanalyse nach dem Verfahren V1

### 6.1.3 Lineare Optimierung

Die lineare Optimierung [9], [33], [34], [78], [100], [115] befaßt sich mit der Optimierung eines linearen Ausdruckes unter Berücksichtigung einer Anzahl linearer Restriktionen. Hierbei werden die Zielfunktion wie auch die Nebenbedingungen durch lineare mathematische Beziehungen ausgedrückt.

Die lineare Optimierung besteht aus einer oder mehreren linearen Zielfunktionen, Gleichung 6.9, und zumeist aus einer Vielzahl linearer Nebenbedingungen, den Restriktionen.

$$F(x_1 \cdots x_p) = c_1 x_1 + \cdots + c_p x_p \tag{6.9}$$

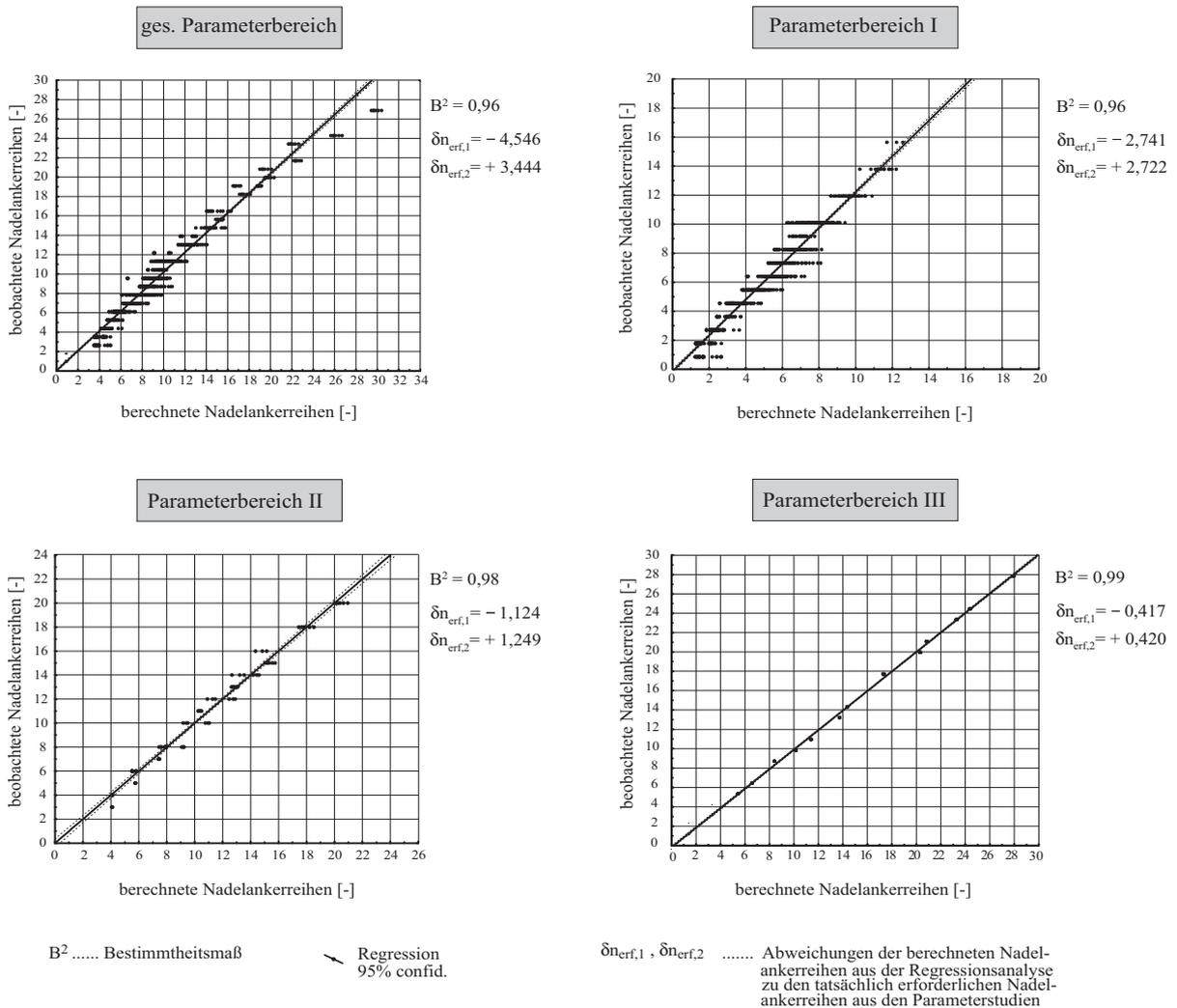


Abbildung 6.2: Regressionsgerade der Parameterbereiche aus der Regressionsanalyse nach dem Verfahren V2

Sie wird verwendet, um das Minimum beziehungsweise Maximum einer linearen Funktion unter einschränkenden Bedingungen zu ermitteln, Gleichung 6.10.

$$\begin{aligned}
 a_{i1}x_1 + \dots + a_{ip}x_p &\leq b_i \\
 a_{i1}x_1 + \dots + a_{ip}x_p &\geq b_i \\
 a_{i1}x_1 + \dots + a_{ip}x_p &= b_i
 \end{aligned}
 \tag{6.10}$$

Durch die Analyse der Ergebnisse aus den Parameterstudien und den linearen Ansatz aus der Regressionsanalyse sollte eine Lösung dafür gefunden werden, daß die Gleichung 6.8 für die aufgeführten Parameterbereiche eingehalten wird und die Differenzwerte aus dieser Gleichung minimiert werden. Die Durchführung der linearen Optimierung wurde mit dem Optimierungsprogramm CPLEX durchgeführt. CPLEX ist ein Programmsystem zur linearen und gemischt ganzzahligen Optimierung mit interaktiver Benutzeroberfläche.

Die lineare Optimierung wurde für den gesamten und für die in Kapitel 6.1.2 aufgeführten Parameterbereiche *I – III* durchgeführt. In der Gleichung zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl wurden Parameter berücksichtigt, die mit geringem Aufwand hinreichend genau bestimmt werden können. Hierzu gehört die Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a$ , die sich aus der Höhe  $h$  und der Dicke der Außenschale  $t_a$  in Abhängigkeit von ihrer statischen Lagerung ergibt, sowie das Moment  $M_{a,v}^b$  aus den vertikalen Differenzlasten  $\delta q_{v,a}$  multipliziert mit der vorhandenen Verformung in x-Richtung  $u_{x,vorh}$ . Die weiteren Parameter, die Dicke der Innenfüllung  $t_i$  sowie die Wichte der Innenfüllung  $\gamma_i$  können nur mit größerem Aufwand ausreichend genau bestimmt werden. Aus diesem Grund wurden weitere lineare Optimierungen durchgeführt, bei denen in der Gleichung zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl die beiden Parameter  $t_i$  und  $\gamma_i$  nicht berücksichtigt wurden. Dies führt zu einer Erhöhung der Nadelankeranzahl. Die einzelnen Parameterbereiche wurden in die beiden Unterbereiche *a* und *b* aufgeteilt, Abbildung 6.3. In dem Unterbereich *a* fließen die Parameter  $t_i$  und  $\gamma_i$  in die Berechnung der vertikal erforderlichen Nadelankeranzahl ein.

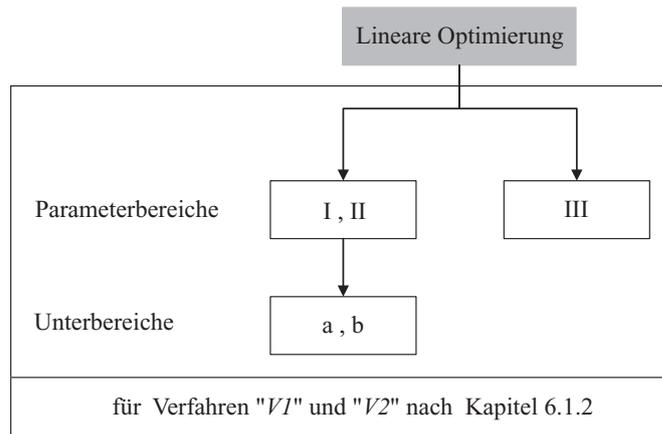


Abbildung 6.3: Weitere Unterteilung der Parameterbereiche aus Kapitel 6.1.2 in Unterbereiche

Wie auch in der Regressionsanalyse wurde das Analyseverfahren der linearen Optimierung für die Parameter nach dem Verfahren *V1* bzw. *V2* angewendet. In den Tabellen 6.5 und 6.6 sind die Gleichungen zur Berechnung der erforderlichen vertikalen Nadelankeranzahl für die jeweiligen Verfahren *V1* und *V2* der Parameterbereiche aufgeführt.

Im Kapitel 7.2 werden die Koeffizienten  $\beta_i$  in Tabelle 7.2 und 7.3 in Abhängigkeit von dem Verfahren aufgelistet. Wird die erforderliche Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung ausschließlich in Abhängigkeit von der Schlankheit  $\lambda_a$  und dem Moment  $M_{a,v}^b$  aus der vertikalen Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  mit den Koeffizienten  $\beta_1$  und  $\beta_2$  berechnet, führt dies zu einer Erhöhung der Nadelankeranzahl für den Unterbereich *b* im Durchschnitt um 18%.

Parameterbereich	Unterbereich	Gleichung
I , II , III	a	$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot t_i + \beta_4 \cdot \gamma_i$
I , II , III	b	$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b$

Tabelle 6.5: Gleichungen zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung, Parameterbereich für das Verfahren V1

Parameterbereich	Unterbereich	Gleichung
I , II , III	a	$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot M_{a,i}^b$
I , II , III	b	$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b$

Tabelle 6.6: Gleichungen zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung, Parameterbereich für das Verfahren V2

## 6.2 Auswertung der geometrischen Anordnung der Nadelanker

Aus dem Algorithmus zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl ergaben sich Nadelankerbilder, mit denen die Abbruchkriterien aus Kapitel 4 eingehalten wurden. Im Anschluß an die Durchführung des Algorithmus wurden die Koordinaten  $x$  und  $y$  der Nadelankerpositionen in Matrizen abgespeichert und anschließend als Textdatei ausgegeben. Diese Daten wurden in ein Tabellenkalkulationsprogramm implementiert, mit Hilfe der Programmiersprache Visual Basic visualisiert und die geometrische Anordnung auf Merkmale und Gesetzmäßigkeiten untersucht.

Aus diesen Nadelankerbildern wurden, in Abhängigkeit von der generierten Nadelankeranzahl, Gruppen gebildet. Die unterschiedlichen Nadelankerbilder innerhalb einer Gruppe wurden mit ihren Koordinaten  $x$  und  $y$  miteinander verglichen und daraus wurde ein Nadelraster abgeleitet, welches sich durch die Angabe von wenigen geometrischen Werten und Randbedingungen entwickeln läßt und einer geometrischen Ordnung folgt. Diese geometrische Ordnung des Nadelrasters aus dem Optimierungsalgorithmus mußte als Ziel haben, von dem generierten Nadelraster minimal abzuweichen, siehe Abbildung 6.4. Für diesen Vorgang wurde eine Einteilung des Nadelrasters in Spalten und Reihen vorgenommen. Aus diesem Ordnen der Nadelankerbilder entstand eine bestimmte Anzahl, geometrischer Nadelraster. Für diese korrigierten Nadelraster, die sich von den aus dem Optimierungsalgorithmus generierten durch definierte geometrische Grenzwerte unterschieden, mußten Kontrollrechnungen durchgeführt und die Einhaltung der in Kapitel 4 definierten Abbruchkriterien überprüft werden. Zur Beurteilung der Qualität des korrigierten Nadelrasters wurden die in der Endoptimierung berechneten Durchbiegevolumen der Außenschale  $V_{(i)}$  addiert und der Mittelwert gebildet. Mit dem korrigierten Nadelraster wurden die Außenschalen jeder Gruppe mit ihren Parametern neu berechnet und ihr neues Durchbiegevolumen  $V_{(i,neu)}$  nach Gleichung 4.11 ermittelt. Aus dem neuen Durchbiegevolumen  $V_{(i,neu)}$  wurde ebenfalls der Mittelwert berechnet und mit dem Mittelwert des alten Durchbiegevolumens  $V_{(i)}$  verglichen. Die zulässige Differenz aus den beiden Mittelwerten wurde durch einen definierten Wert begrenzt. Wurde dieser Wert nicht eingehalten, wurde das Nadelraster bis zum Einhalten dieses Wertes korrigiert.

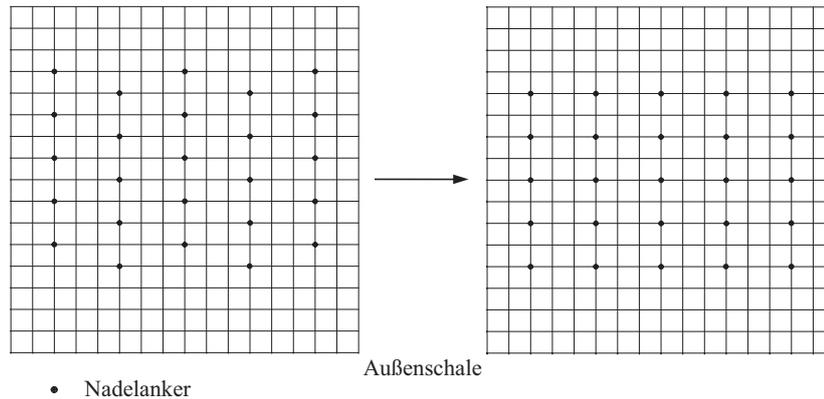


Abbildung 6.4: Beispiel zur Umordnung eines Nadelankerrasters aus dem Optimierungsalgorithmus in ein geometrisch eindeutig definierbares Raster

### 6.3 Einfluß der Parameter

Der Einfluß der in Kapitel 5.2 beschriebenen Parameter auf die erforderliche vertikale und horizontale Nadelankeranzahl wird in den folgenden Kapiteln mit Hilfe statistischer Verfahren analysiert und bewertet. Im weiteren wird die Gültigkeit der linearen Ansatzfunktion in der multiplen Regressionsanalyse und der linearen Optimierung durch die Zusammenhänge der einwirkenden Parameter dargestellt und bestätigt. Die Durchführung der statistischen Analysen wurde mit dem Statistik Programm STATISTICA durchgeführt.

Zunächst wurden die Zusammenhänge der einzelnen Parameter mit der erforderlichen Nadelankeranzahl untersucht. Hierbei wurden, ausgehend von einem Parameter in Kombination mit einem zweiten Parameter, dessen Einfluß auf die erforderliche Nadelankeranzahl in vertikaler  $n_{erf,v}$  Richtung über den gesamten Parameterbereich analysiert. Diese Zusammenhänge wurden räumlich in den Diagrammen der Abbildungen 6.5, 6.6 und 6.7 dargestellt. Die Kombinationen der Parameter in den einzelnen Diagrammen sind in Tabelle 6.7 aufgelistet. Es ergaben sich 10 unterschiedliche Kombinationen.

Aus den Diagrammen D3, D4 und D6-D9 wird ersichtlich, daß die Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  hauptsächlich durch die Schlankheit der Außenschalen  $\lambda_a$ , die Vorverformung, die durch den Quotienten  $f_{a,ux}$  in Abhängigkeit von der Höhe der Außenschalen  $h$  angenommen wurde, und die am Wandkopf angreifende vertikale Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  bestimmt wird. Die weiteren Parameter, wie das Verhältnis der Schalendicken  $f_{t_a,t_i}$  und das spezifische Eigengewicht der Innenfüllung  $\gamma_i$ , stellen, bezogen auf die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  in vertikaler Richtung, einen geringen Einfluß dar.

Die Werte für die erforderlichen Nadelankerreihen auf der z-Achse in den Diagrammen D1-D10 stellen keine Absolutwerte dar, sondern sind gemittelte Werte aus den einzelnen Parameterstudien. In den Kapiteln 6.3.1 - 6.3.5 werden weitere, genauere Analysen über den Einfluß der jeweiligen Parameter

aus den Parameterstudien auf die Anzahl der erforderlichen Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  durchgeführt. Im Anhang sind auf den Seiten 188-199 weitere Diagramme angefügt, die in Abhängigkeit von der Gruppierung der Parameter den Zusammenhang zweier Parameter auf die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  zeigen. Die hier genannten Diagramme dienen nicht zur Bemessung der erforderlichen Nadelankeranzahl.

Diagramm Nr.	Parameter x-Achse	Parameter y-Achse	Parameter z-Achse
D1	$\lambda_a$	$f_{a,ux}$	$n_{erf,v}$
D2	$\lambda_a$	$\delta q_{v,a}$	$n_{erf,v}$
D3	$\lambda_a$	$f_{t_a,t_i}$	$n_{erf,v}$
D4	$\lambda_a$	$\gamma_i$	$n_{erf,v}$
D5	$f_{a,ux}$	$\delta q_{v,a}$	$n_{erf,v}$
D6	$f_{a,ux}$	$f_{t_a,t_i}$	$n_{erf,v}$
D7	$f_{a,ux}$	$\gamma_i$	$n_{erf,v}$
D8	$\delta q_{v,a}$	$f_{t_a,t_i}$	$n_{erf,v}$
D9	$\delta q_{v,a}$	$\gamma_i$	$n_{erf,v}$
D10	$f_{t_a,t_i}$	$\gamma_i$	$n_{erf,v}$

Tabelle 6.7: Kombinationen der Parameter in den Diagrammen 6.5, 6.6, 6.7

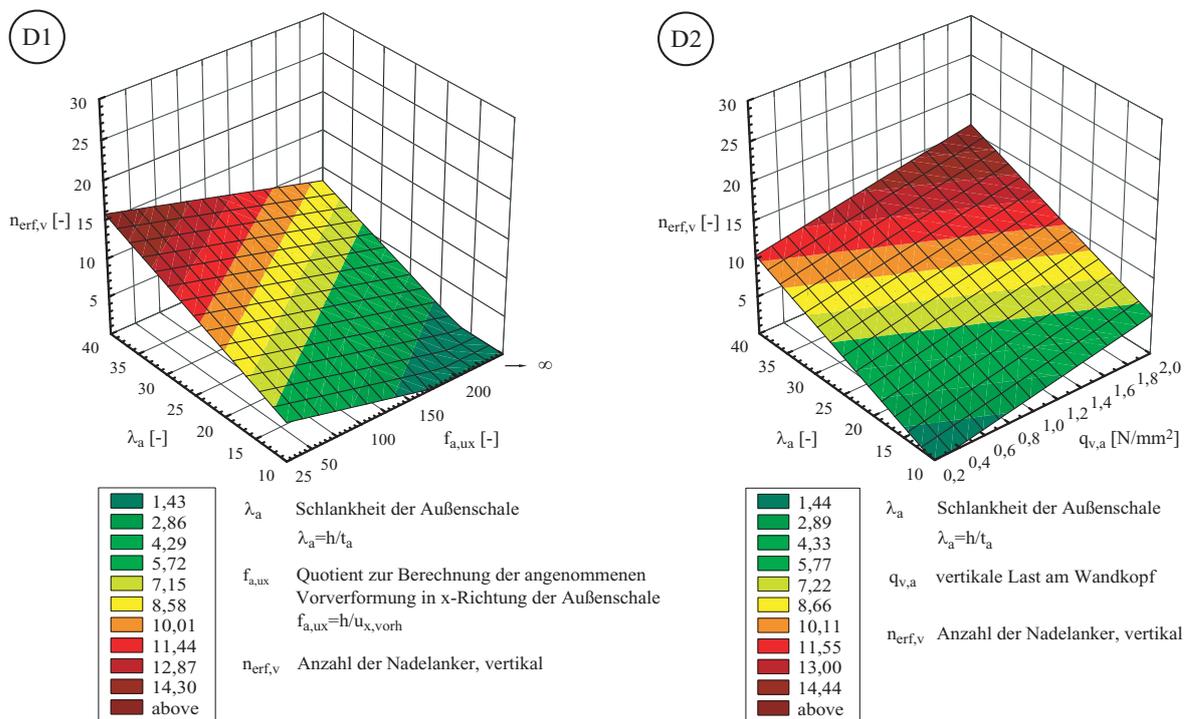


Abbildung 6.5: Erforderliche Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Parametern

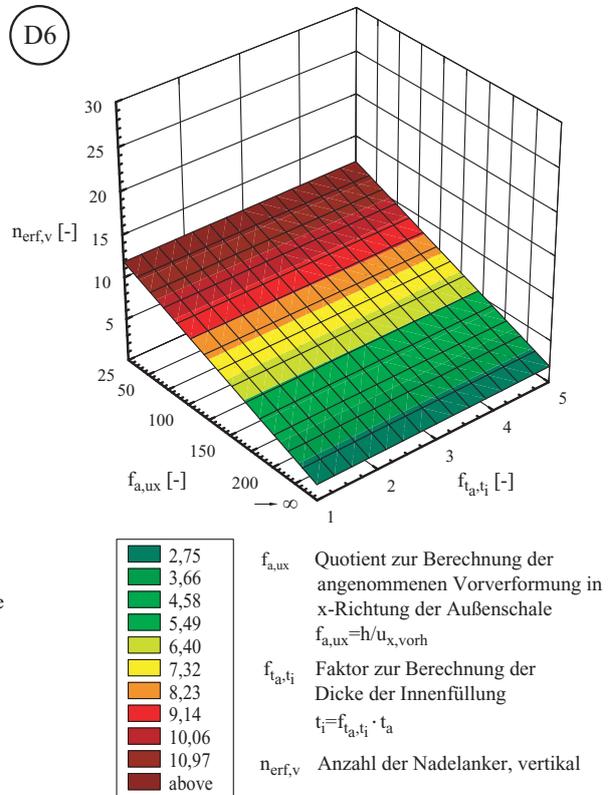
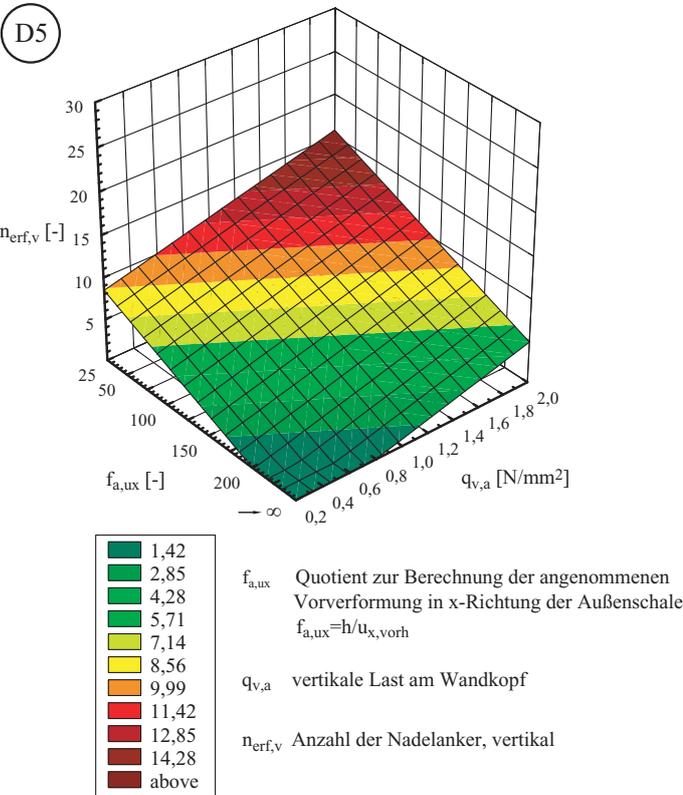
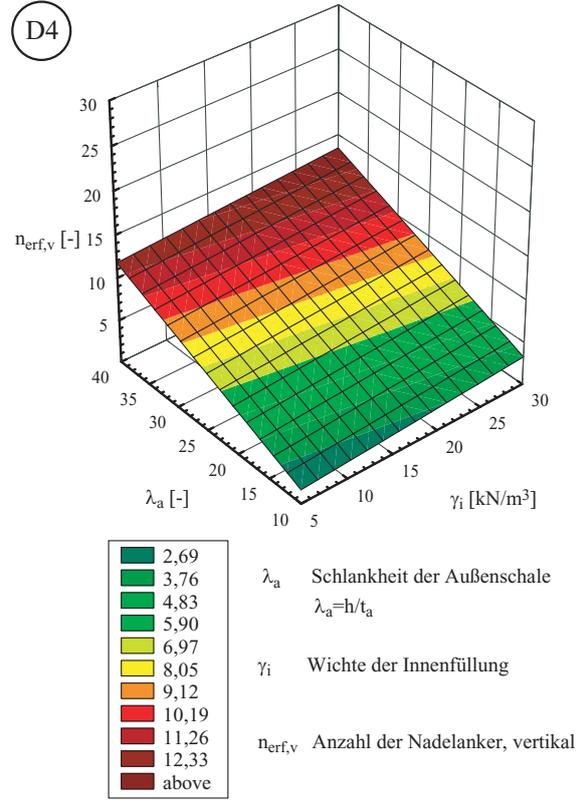
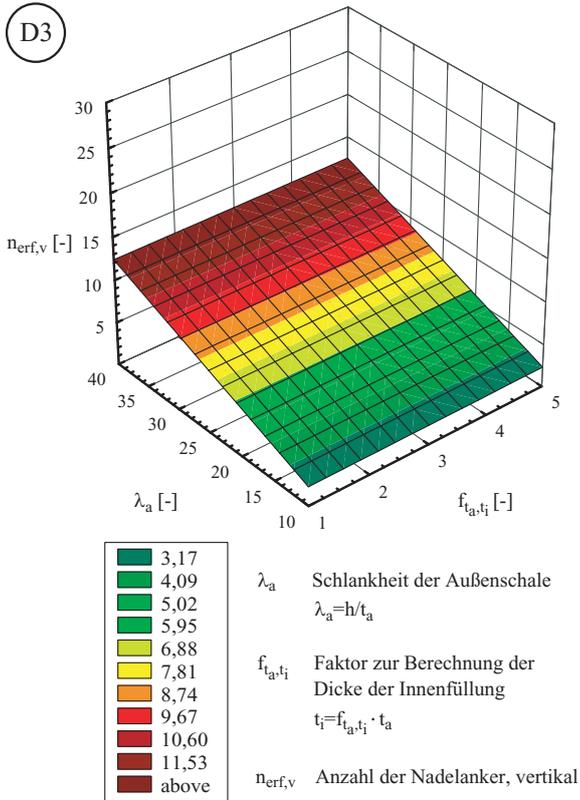


Abbildung 6.6: Erforderliche Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Parametern

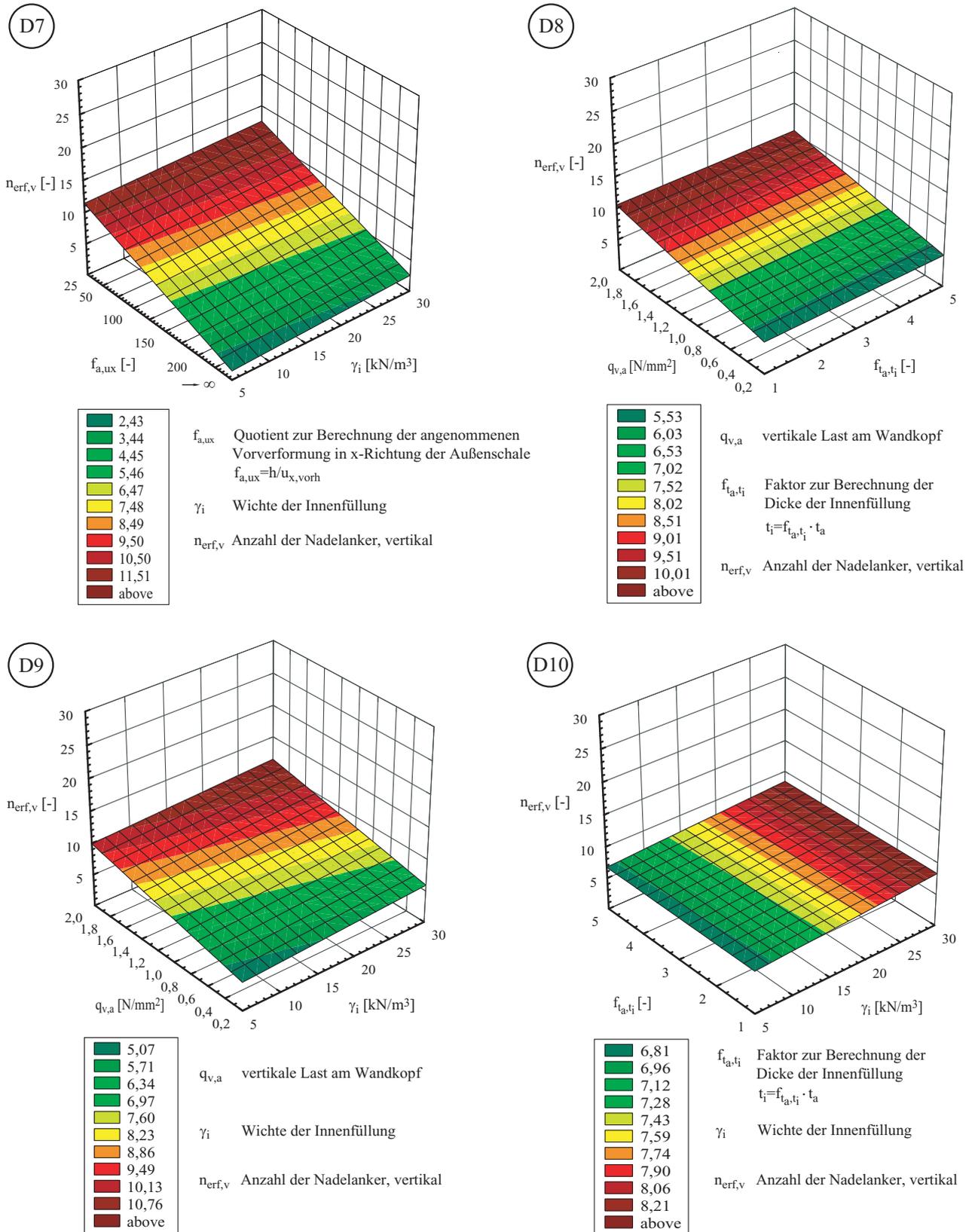


Abbildung 6.7: Erforderliche Nadelankerreihen  $n_{\text{eref},v}$  in Abhängigkeit von unterschiedlichen Parametern



Als Maximalwerte für die auf die Fläche der Außenschale bezogene Nadelankeranzahl  $n_a$  ergaben sich in Abhängigkeit von den statischen Systemen der Außenschale die folgenden Werte:

- 5,50 Anker/m<sup>2</sup>                      oben und unten gelenkig gelagert
- 5,00 Anker/m<sup>2</sup>                      oben gelenkig, unten eingespannt gelagert
- 4,20 Anker/m<sup>2</sup>                      oben und unten eingespannt gelagert

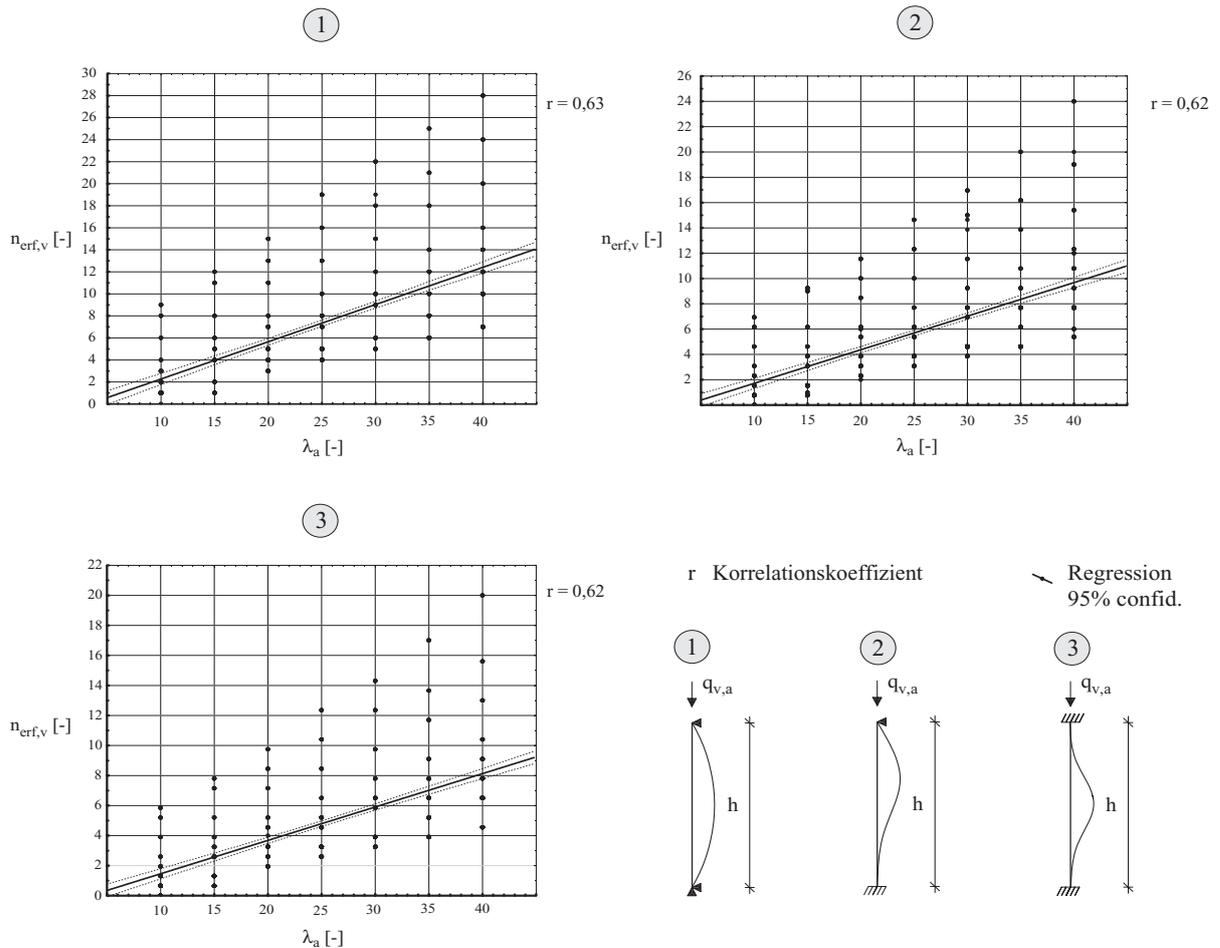


Abbildung 6.8: Korrelation zwischen der Schlankheit der Außenschale und der erforderlichen vertikalen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  über den gesamten Parameterbereich

Diese Maximalwerte ergaben sich für die Außenschale mit einer vorhandenen Vorverformung  $u_{x,vorh} > h/50$  und einer vertikal angreifenden Differenzlast  $\delta q_{v,a} > 1,25kN/m^2$ . In diesem Parameterbereich wurde die Außenschale unter Berücksichtigung der zulässigen Nadelankerabstände untereinander und der einzuhaltenen Randabstände vollvernadelt.

In horizontaler Richtung wurde die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  ebenfalls maßgeblich durch die Lagerung der Außenschale, z.B. den Abstand stützender Wände, beeinflusst, siehe Kapitel 6.3.3.

Das Verhältnis der Schalendicken  $\frac{t_i}{t_a}$  ging als dritter Geometrieparameter in die Parameterstudien ein. Als Ausgangswert für die Dicke der Außenschale  $t_a$  wurde die Abmessung  $0,30m$  gewählt. In Abhängigkeit davon wurde die Dicke der Innenfüllung  $t_i$  mit dem 1,3 und 5fachen der Dicke der Außenschale  $t_a$  angesetzt. Durch die Variation der Dicke der Innenfüllung  $t_i$  wurden die jeweils auf die Außenschale wirkenden horizontalen Lasten  $q_h$  nach der Silotheorie von Janssen [70] berücksichtigt. Die Dicke der Innenfüllung  $t_i$ , die sich aus dem Faktor  $f_{t_a,t_i}$  und der Dicke der Außenschale  $t_a$  ergibt, beeinflusst bis zu einer vorhandenen Vorverformung  $u_{x,vorh} < \frac{h}{100}$ , die Anzahl der erforderlichen Nadelankerreihen. Wird dieser Wert für die vorhandene Vorverformung  $u_{x,vorh}$  überschritten, wird die erforderliche Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  durch die Dicke der Innenfüllung  $t_i$  beeinflusst.

### 6.3.2 Vorhandene Vorverformung

Die vorhandene Vorverformung  $u_{x,vorh}$  der Außenschale in x-Richtung stellt einen Parameter dar, durch den die Geometrie der Außenschale in x-Richtung beschrieben wird. Die erforderliche vertikale Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  wird durch sie maßgeblich beeinflusst. In die Regressionsgleichung fließt die vorhandene Vorverformung  $u_{x,vorh}$ , multipliziert mit der Resultierenden aus der angreifenden vertikalen Differenzlast  $\delta q_{v,a}$ , als Moment der Außenschale ein. Die Größe der vorhandenen Vorverformung  $u_{x,vorh}$  der Außenschale, die zum Beispiel als Ausbauchung infolge horizontaler Drücke aus der Innenfüllung entsteht, stellt neben den angreifenden vertikalen Lasten  $\delta q_{v,a}$  und der Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a$  den maßgeblichen Einfluß auf die erforderliche Nadelankeranzahl dar. Für die möglichen geometrischen Formen der Ausbauchung wurden wie in Kapitel 6.3.2 drei unterschiedliche Biegelinien der Außenschalen bei wechselnder statischer Lagerung am Fußpunkt und am Wandkopf untersucht. In den Abbildungen 6.5 und 6.6 ist der Einfluß der vorhandenen Vorverformung  $u_{x,vorh}$  der Außenschale in Kombination mit den verschiedenen Parametern über den gesamten Bereich der Parameterstudien dargestellt. Wie aus den Abbildungen 6.5 und 6.6 zu beobachten ist, korreliert die erforderliche Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  bei konstanter vorhandener Vorverformung  $u_{x,vorh} = \text{const.}$  mit den vertikalen Lasten  $\delta q_{v,a}$  und der Schlankheit der Außenschalen  $\lambda_a$ . Hierbei ist zu beobachten, daß bei vorhandenen Vorverformungen  $u_{x,vorh} \rightarrow 0$  der Außenschalen die Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  weitgehend durch die Schlankheit der Außenschalen  $\lambda_a$  beeinflusst wird.

Die Dicken der Einzelschalen, definiert durch den Parameter  $f_{t_a,t_i}$ , und die Wichte der Innenfüllung  $\gamma_i$  verändern nur gering die Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  bei konstanter vorhandener Vorverformung der Außenschalen  $u_{x,vorh}$ . Der Einfluß der vorhandenen Vorverformung der Außenschalen  $u_{x,vorh}$  wird auch durch seine Gewichtung in den Regressionsanalysen ersichtlich.

Bei kleinen Verformungen im Bereich von  $u_{x,vorh} \rightarrow 0$  bis  $h/100$  nimmt der Einfluß des gewählten Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$  und des vorhandenen spezifischen Gewichtes der Innenfüllung  $\gamma_i$  auf die erforderliche Nadelankeranzahl zu. Werden die vorhandenen Verformungen  $u_{x,vorh} > h/100$ , so wird der Einfluß dieses Parameters in Kombination mit der vertikalen Last  $q_{v,a}$  so gewichtig, daß die Generierung der erforderlichen Nadelanker  $n_{erf,v}$  in vertikaler Richtung ausschließlich durch diese beiden Parameter beeinflusst wird.

### 6.3.3 Statische Systeme der Außenschale

In den Parameterstudien wurde zunächst von einer einachsig gespannten Mauerwerkswand ausgegangen. Die statischen Systeme sind im Kapitel 5.2.2 Abbildung 5.18 dargestellt. Der Einfluß der unterschiedlichen statischen Lagerung der Außenschale am Fuß- und Kopfpunkt auf die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  ging indirekt, durch die Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a$ , in die Regressionsgleichung ein. Die Schlankheit der Außenschale berechnet sich nach der Gleichung 6.11, siehe hierzu Kapitel 6.3.1.

Die Mittelwerte der auf die Fläche der Außenschale bezogenen Nadelankeranzahl  $N_a$  sind in der Abbildung 6.9 in Abhängigkeit von der statischen Lagerung und der Höhe der Außenschale  $h$  abgebildet.

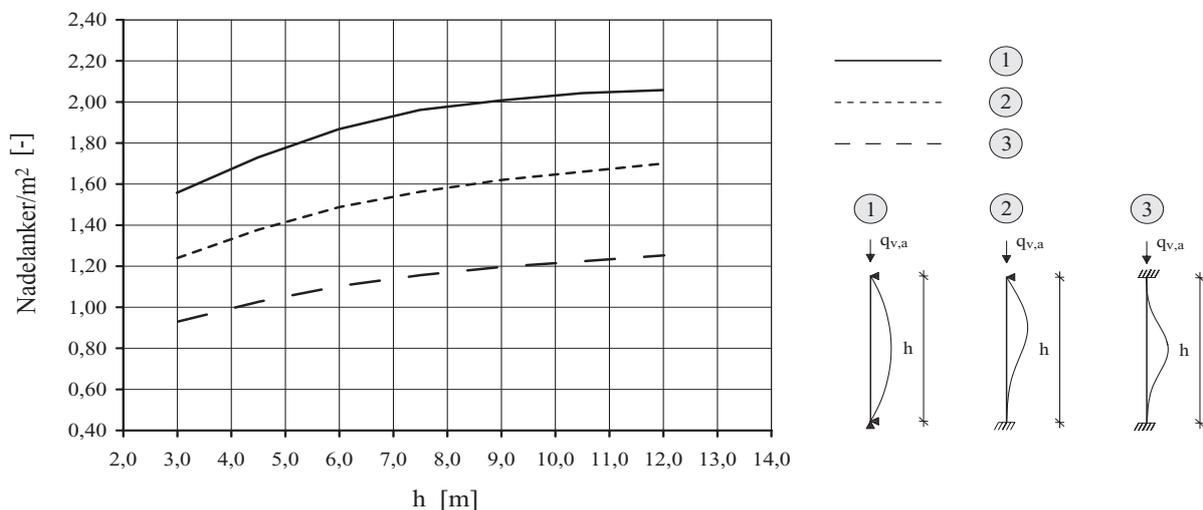


Abbildung 6.9: Anzahl der Nadelanker bezogen auf die Fläche der Außenschale in Abhängigkeit von der Höhe  $h$  der Außenschalen und deren statischer Lagerung am Fuß- und Kopfpunkt

Durch die Generierung der Nadelanker in den Parameterstudien aus Kapitel 4 änderte sich nicht nur das statische System der Außenschale in vertikaler Richtung, sondern auch in horizontaler Richtung. Es traten zusätzlich zu den Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge auch Biegespannungen parallel zur Lagerfuge auf. In horizontaler Richtung entstand eine Durchlaufwirkung der Außenschale. Die Lasten der Außenschale wurden somit nicht nur einachsig, sondern zweiachsig abgetragen. Durch weitere Untersuchungen sollte der Einfluß der zweiachsig lastabtragenden Außenschale auf die erforderliche Nadelankeranzahl untersucht werden. In den Untersuchungen zur zweiachsigen Lastabtragung wurden die drei folgenden möglichen statischen Systeme der Außenschale gewählt. Die Außenschalen wurden dabei unterschiedlich an den Wandenden horizontal gelagert, Abbildung 6.10:

- horizontale Lagerung der Wandenden orthogonal zur Scheibenrichtung, x-Richtung → 1
- horizontale Lagerung der Wandenden in Scheibenrichtung, z-Richtung → 2
- horizontale Lagerung der Wandenden in x- und z-Richtung → 3

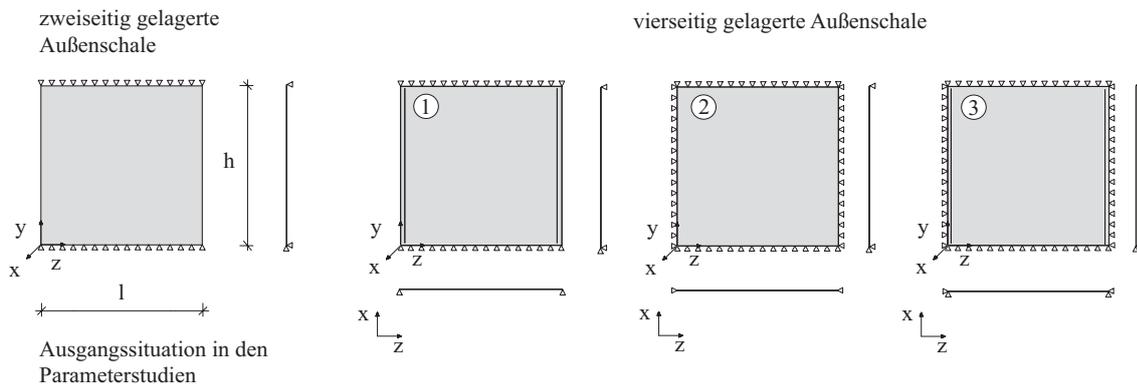


Abbildung 6.10: Lagerung der Außenschale am Wandende

Diese unterschiedlichen Möglichkeiten zur Lagerung der Außenschale an den Wandenden beeinflussen durch ihre unterschiedliche Wirkungsweise die erforderliche Nadelankeranzahl und deren Anordnung in der Horizontalen. Mit Hilfe der Finite Elemente Methode wurden Berechnungen durchgeführt, die den Einfluß der statischen Lagerung der Außenschale an den Wandenden als Ergebnis hatten. Die Höhe der Außenschale betrug in den Berechnungen  $h = 3m$ . Die Länge der Außenschale  $l$  wurde für die einzelnen statischen Systeme mit den Werten  $l = 3, 6, 9, 12m$  verändert. Durch die Lagerung der Außenschale in x-Richtung, senkrecht zur Scheibenebene, wurde die Verschiebung der Wandenden in x-Richtung verhindert. Dieser Fall tritt in der Praxis auf, wenn die Außenschale der mehrschaligen Mauerwerkswand kraftschlüssig an eine querverlaufende Wand anschließt. Bei bestimmten Seitenverhältnissen der Außenschale wird durch ihre horizontale Lagerung die zweiachsige Lastabtragung möglich. Die Außenschale entspricht dann einer vierseitig gelagerten Platte. Durch die vierseitige Lagerung der Außenschale verringern sich zudem die Biegespannungen senkrecht zur Lagerfuge gegenüber der einachsig gespannten Außenschale. Ist die Außenschale in x-Richtung an den Wandenden nicht gelagert und werden die Außenschalen vernadelt, so krägt die Außenschale um den Betrag des Abstandes der letzten Nadelankerreihe zum Rand der Außenschale aus. In der Abbildung 6.11 sind die Biegespannungen parallel zur Lagerfuge der einachsig gespannten Außenschale und der an den Wandenden in x-Richtung gelagerten Außenschale dargestellt. An diesen Spannungsbildern wird ersichtlich, daß durch die Lagerung der Außenschale in x-Richtung die Biegespannungen parallel zur Lagerfuge zunehmen. Dies erfordert eine Erhöhung der Nadelankeranzahl in horizontaler Richtung durch die Reduzierung des horizontalen Nadelankerabstandes. In Kapitel 7.4 wird der Faktor zur Reduzierung des horizontalen Nadelankerabstandes angegeben, siehe hierzu auch die Auswertung zu der vierseitig gelagerten Außenschale mit der zusätzlichen Lagerung in Scheibenrichtung an den Wandenden.

Im weiteren wurde der Einfluß einer horizontalen Lagerung der Außenschale in z-Richtung, parallel zur Lagerfuge, auf die erforderliche Nadelankeranzahl untersucht. Hier hat sich gezeigt, daß die Lagerung der Außenschale in z-Richtung wie auch die in x-Richtung eine Reduzierung der erforderlichen Nadelankeranzahl mit sich bringt. Wird die Außenschale durch eine angreifende vertikale Last beansprucht, möchte diese sich in Querrichtung verformen. Diese Verformung wird durch die vorhandene Lagerung in z-Richtung behindert. Aus dieser Behinderung der Querdehnung der Außenschale resultiert eine in

z-Richtung gerichtete Druckkraft, die den Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge der Außenschale entgegenwirkt und diese verringert, Abbildung 6.12.

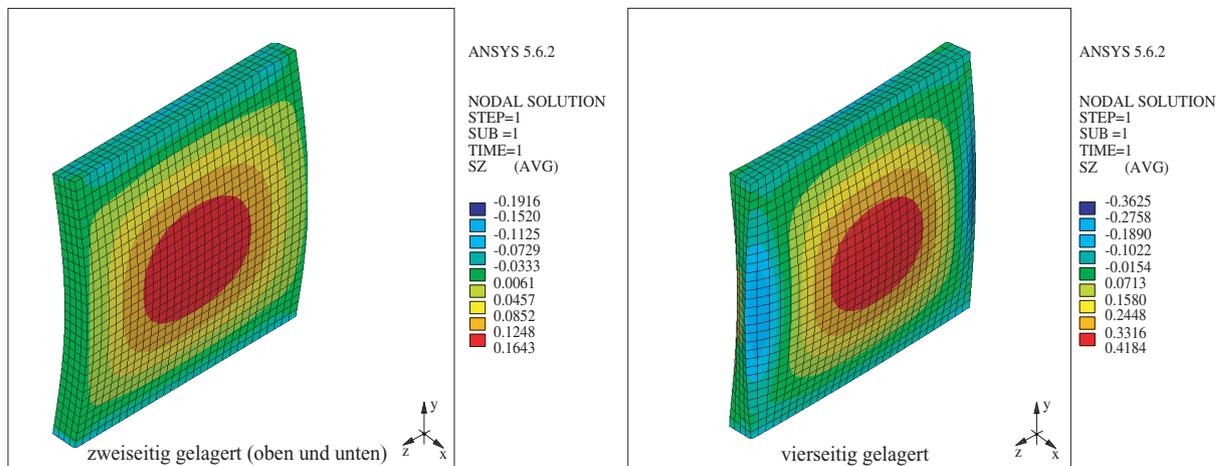


Abbildung 6.11: Biegespannungen parallel zur Lagerfuge einer an den Wandenden frei beziehungsweise in x-Richtung gelagerten Außenschale (Vergleich der Biegespannungen durch die Zahlenwerte und nicht durch die Farbverläufe)

In die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl geht der Einfluß der Lagerung der Außenschale in z-Richtung durch das etwas geringere Moment gegenüber dem der einachsiger gespannten Außenschale ein. Damit ist eine Reduzierung der erforderlichen horizontalen Nadelankeranzahl durch die Erhöhung des zulässigen Nadelankerabstandes  $a_h$  möglich, siehe hierzu Kapitel 7.5.

Die hier getroffenen Annahmen zur Lagerung der Außenschale an den Wandenden gehen von dem Fall aus, daß die Lager eine Steifigkeit, die gegen unendlich geht, besitzen. Diese Annahme stellt einen Idealfall dar, der nicht grundsätzlich für das reale Bauteil angenommen werden kann. Wird das horizontale Lager weicher, so wird auch die horizontale Druckkraft, die den Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge entgegenwirkt, kleiner. In diesem Fall sollte das horizontale Lager mit einem Wert für die Federsteifigkeit, die die Nachgiebigkeit des Lagers berücksichtigt, in die Berechnung der Außenschale eingehen.

Diese Behinderung der Querdehnung in z-Richtung der Außenschale, konnte auch bei sehr langen Wänden, die keine Lagerung in z-Richtung besaßen, beobachtet werden. Bei diesen Außenschalen haben sich in einem bestimmten Bereich die Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge jenen der Außenschalen angenähert, die eine geringere Länge  $l$  aufwiesen und an den Wandenden in z-Richtung gelagert waren. Die Reduzierung der Biegezugspannungen resultierte dabei aus der Behinderung der Querdehnung, ähnlich wie bei den in z-Richtung horizontal gelagerten Außenschalen. Die angrenzenden Wandbereiche entsprachen einer in z-Richtung angeordneten elastischen Lagerung, deren Steifigkeit in Abhängigkeit von der Dicke  $t_a$  der Außenschale und deren Materialeigenschaften stand. Hier ist es sinnvoll, das anisotrope Materialverhalten von Mauerwerk in die Berechnungen einfließen zu lassen.

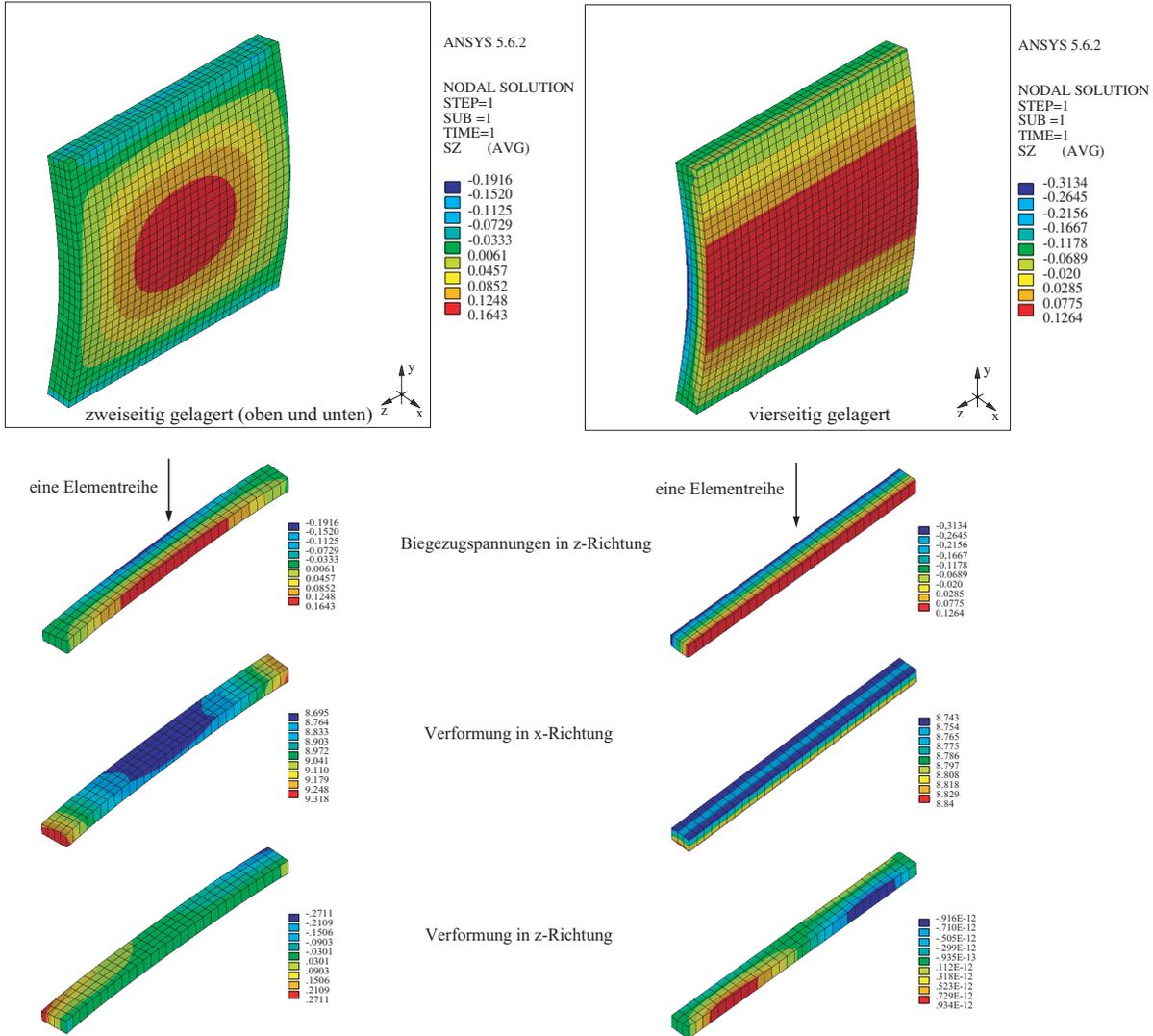


Abbildung 6.12: Einfluß der horizontalen Lagerung in Scheibenrichtung auf die Verformungen und Biegezugspannungen parallel zur Wandebene der Außenschale (Vergleich der Biegezugspannungen durch die Zahlenwerte und nicht durch die Farbverläufe).

In der Abbildung 6.13 sind die vorhandenen Biegezugspannungen unterschiedlich langer bzw. unterschiedlich gelagerter Außenschalen abgebildet. In diesem Diagramm wird die oben genannte Annäherung der Biegezugspannungen ersichtlich. Verglichen wurden die Außenschalen mit  $l = 12, 15m$  mit der Außenschale der Länge  $l = 6m$ , die in horizontaler Richtung gelagert bzw. nicht gelagert wurde. Die Behinderung der Querdehnung und die daraus resultierende Reduzierung der Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge konnte nur bei den Außenschalen mit der Länge  $l \geq 6,0m$  beobachtet werden.

Die Reduzierung der horizontalen Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  durch die Behinderung der Querdehnung infolge der angrenzenden Wandbereiche erfolgt bei den Außenschalen durch die Erhöhung des horizon-

talen Nadelankerabstandes  $a_h$ . Die Bedingungen für die Anwendung dieser Reduzierungsmaßnahme und die Angaben zur geometrischen Anordnung sind in Kapitel 7.5.1 aufgeführt.

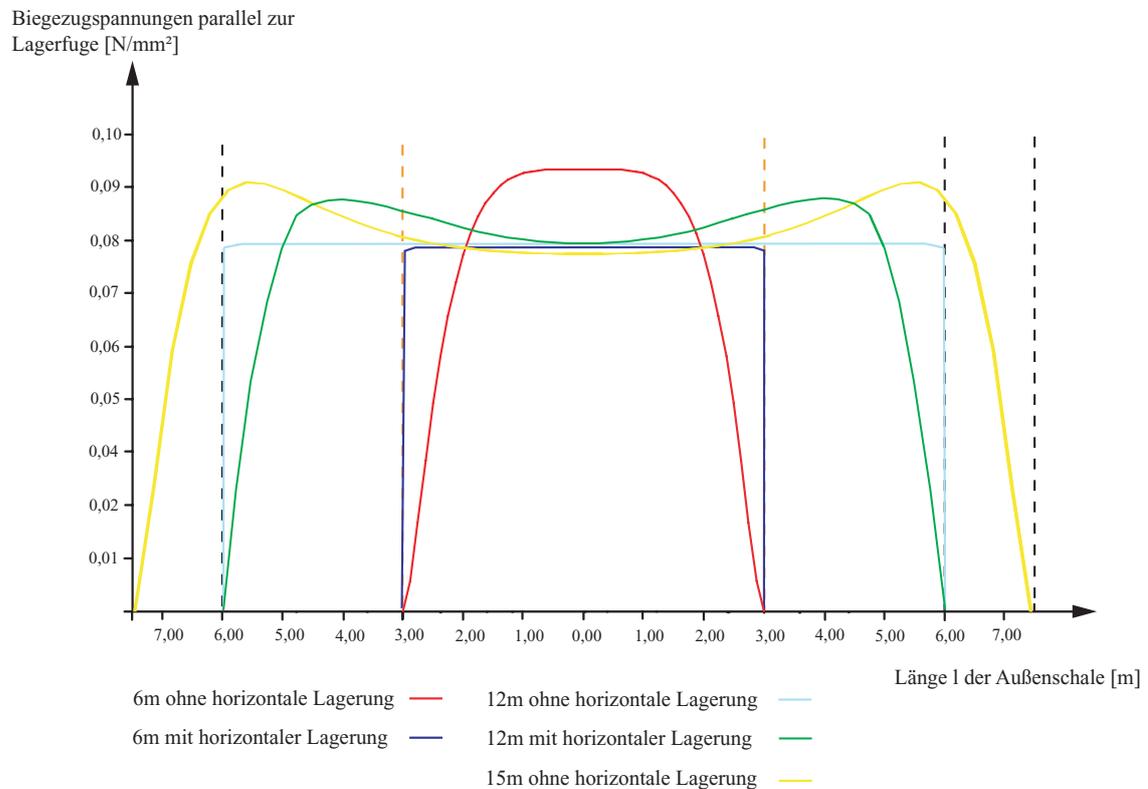


Abbildung 6.13: Biegezugspannungen parallel zur Wandebene in Abhängigkeit von der Lagerung der Außenschale in horizontaler Richtung an den Wandenden und der Länge  $l$

Als dritte Lagerungsmöglichkeit an den Wandenden wurde die in x- und z-Richtung gelagerte Außenschale untersucht. Dadurch wurde die Verschiebung in x- und z-Richtung der Außenschale verhindert. Die Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge lagen unterhalb der zuvor untersuchten zweiachsig lastabtragenden statischen Systeme der Außenschale. Die Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge lagen bei diesem System oberhalb der an den Wandenden ausschließlich in z-Richtung gelagerten Außenschale. Der Grund hierfür lag in der Lagerung der erstgenannten Außenschale in x-Richtung. Hierdurch entstand eine Kraft, die der Dehnung der Außenschale in dieser Richtung entgegenwirkte. Die Außenschale verformte sich jedoch unter der angreifenden Last in x-Richtung. Daraus entstand ein Moment aus der Exzentrizität  $e$  des Schwerpunktes der Lagerung an den Wandenden und der Achse der Außenschale multipliziert mit der Kraft  $F$  in horizontaler Richtung der Außenschale, Abbildung 6.14.

Durch die Lagerung der Außenschale an den Wandenden senkrecht und parallel zur Wandebene reduzieren sich die Biegezugspannungen und das Moment zur Bemessung der erforderlichen Nadelankeranzahl gegenüber der vertikal einachsig gespannten Außenschale. Somit kann für den Fall der vierseitig gelagerten Außenschale (Abbildung 6.10 Fall 3) die Reduzierung der horizontalen Nadelankeranzahl

durch Erhöhung des horizontalen Nadelankerabstandes erfolgen, siehe Kapitel 7.4. Zusätzlich wird auch die vertikale Nadelankeranzahl durch die reduzierte Knicklänge der Außenschale reduziert, siehe hierzu Kapitel 3.3.2. In der Abbildung 6.15 sind die Biegespannungen senkrecht und parallel für die einachsige und zweiachsige gespannte Außenschale dargestellt.

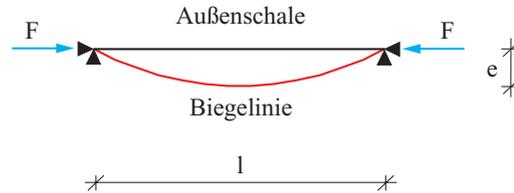


Abbildung 6.14: Momentenbeanspruchung der Außenschale durch die Lagerung dieser parallel und senkrecht zur Wandebene an den Wandenden

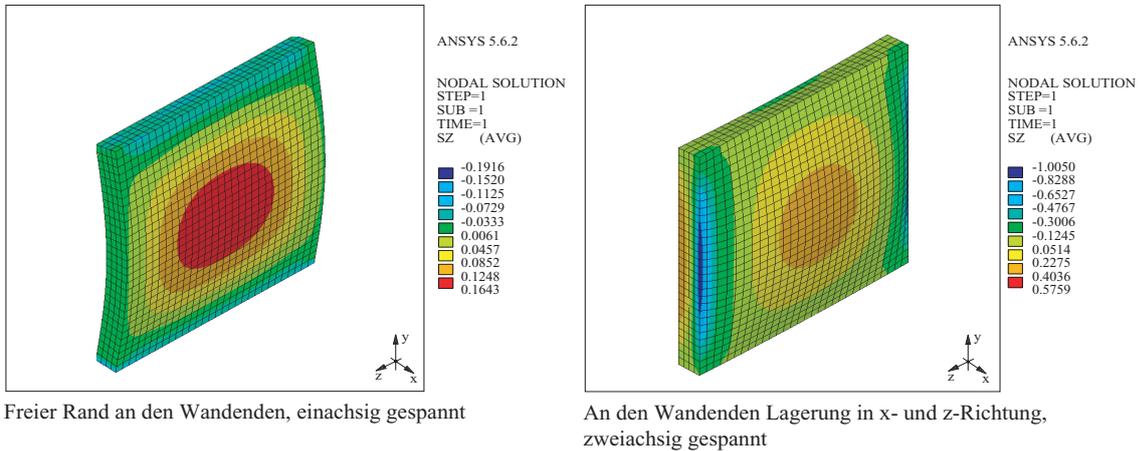


Abbildung 6.15: Biegespannungen parallel zur Lagerfuge in Abhängigkeit von der statischen Lagerung an den Wandenden (Vergleich der Biegespannungen durch die Zahlenwerte und nicht durch die Farbverläufe).

### 6.3.4 Vertikale Lasten auf die Außenschalen

Das Finite Elemente Modell der Außenschale wurde am Wandkopf durch eine zentrisch angreifende Vertikallast beansprucht. Die Last  $q_{v,a}$  wurde als absolut wirkende vertikale Last angesetzt und entspricht der vertikalen Last, die auf die Außenschale im Endzustand wirkt. Sie setzt sich zusammen aus den vorhandenen Lasten  $q_{v,a}^I$  und einer Zusatzlast  $\delta q_{v,a}$  nach der Gleichung 6.12. Die Zusatzlast  $\delta q_{v,a}$  resultiert aus dem Umbau oder der Umnutzung der Konstruktion o.ä.

$$q_{v,a} = q_{v,a}^{II} = q_{v,a}^I + \delta q_{v,a} \tag{6.12}$$

Bei kleinen Vorverformungen  $u_{x,vorh}$  in Kombination mit geringen Dicken der Innenfüllung  $t_i$  und einem geringen spezifischen Gewicht der Innenfüllung  $\gamma_i$  wurde durch die vertikale Last  $q_{v,a}$  die

erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf}$  reduziert. Der Grund hierfür lag darin, daß die vertikale Last  $q_{v,a}$  den Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge entgegenwirkt und diese verringert.

Übersteigt der Quotient für die angenommene Verformung  $f_{a,ux}$  den Wert 100, steigt der Einfluß der vertikalen Last  $q_{v,a}$  auf die Außenschale stark an, siehe dazu Gleichung 5.4. Kritisch waren vertikale Lasten  $q_v \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$  bei den Außenschalen in Kombination mit dem Wert für den Quotient der angenommenen Verformung  $f_{a,ux} \geq 50$ . Durch den vorhandenen Parabelstich der Außenschale aus der Vorverformung  $u_{x,vorh}$  wurden wegen der Exzentrizität der angreifenden vertikalen Last  $q_{v,a}$  zur Achse der Außenschale und der Exzentrizität aus der vertikalen Tangentialkraft der Innenfüllung die Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale erhöht, was zur Erhöhung der Nadelankeranzahl führte.

Zunächst ging in die Regressionsanalysen die vertikale Last  $q_{v,a}$  direkt ein. Es hat sich jedoch gezeigt, daß sich die Werte für das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  wesentlich verbesserten, nachdem die vertikale Last  $q_{v,a}$  durch das resultierende Moment der Außenschale Eingang in die Regressionsanalyse fand. Dieser Sachverhalt konnte auch bei der durchgeführten Korrelation zwischen der vertikalen Nadelankeranzahl und der vertikalen Last beobachtet werden. Bei dieser Betrachtung lag der Korrelationskoeffizient im Durchschnitt für die untersuchten Höhen  $h$  der Außenschale bei  $r = 0,55$ . Nachdem das Moment der Außenschale  $M_a$  in die Korrelation einging, lag der Korrelationskoeffizient bei  $r = 0,95$ . Durch die Berücksichtigung des Momentes  $M_a$  in der Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl wird das Moment aus der Finite Elemente Berechnung besser abgebildet. Die Geraden der Korrelation zwischen dem Moment der Außenschale und der erforderlichen vertikalen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  in Abhängigkeit von der Höhe  $h$  der Außenschale sind in der Abbildung 6.16 dargestellt.

### 6.3.5 Spezifisches Gewicht der Innenfüllung

Dieser Parameter beeinflusst, wie die Dicke der Innenfüllung  $t_i$ , die Größe der Lasten, die aus der Innenfüllung auf die Außenschalen wirken. Die Wichte der Innenfüllung fließt direkt in die Berechnung der Lasten nach der Silotheorie von Janssen [70] ein. Aus den Parameterstudien hat sich gezeigt, daß die erforderliche Nadelankeranzahl durch die Wichte der Innenfüllung  $\gamma_i$  dann beeinflusst wird, wenn die Höhe der mehrschaligen Mauerwerkswand gering ist und die Werte der Parameter  $u_{x,vorh}$  und  $q_{v,a}$  gegen null gehen.

### 6.3.6 Nadelankerkraft

Die zulässige Nadelankerkraft ging mit den Werten  $f_{a,zul} = 5, 10, 20, 30 \text{ kN}$  in den Optimierungsalgorithmus ein, siehe Kapitel 5.2.4. Die Nadelankerkraft  $f_a$  war sehr stark abhängig von der vorhandenen Vorverformung  $u_{x,vorh}$  und den vertikalen angreifenden Lasten  $q_{v,a}$ . Waren die vorhandene Vorverformung  $u_{x,vorh}$  und die vertikale Last  $q_{v,a}$  gering, so hatte der Wert der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a,zul}$  keinen Einfluß auf die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf}$ . Die Generierung der Nadelanker erfolgte für diese Bereiche durch die Abbruchkriterien zur Einhaltung der zulässigen Verformungen in x-Richtung und Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge.

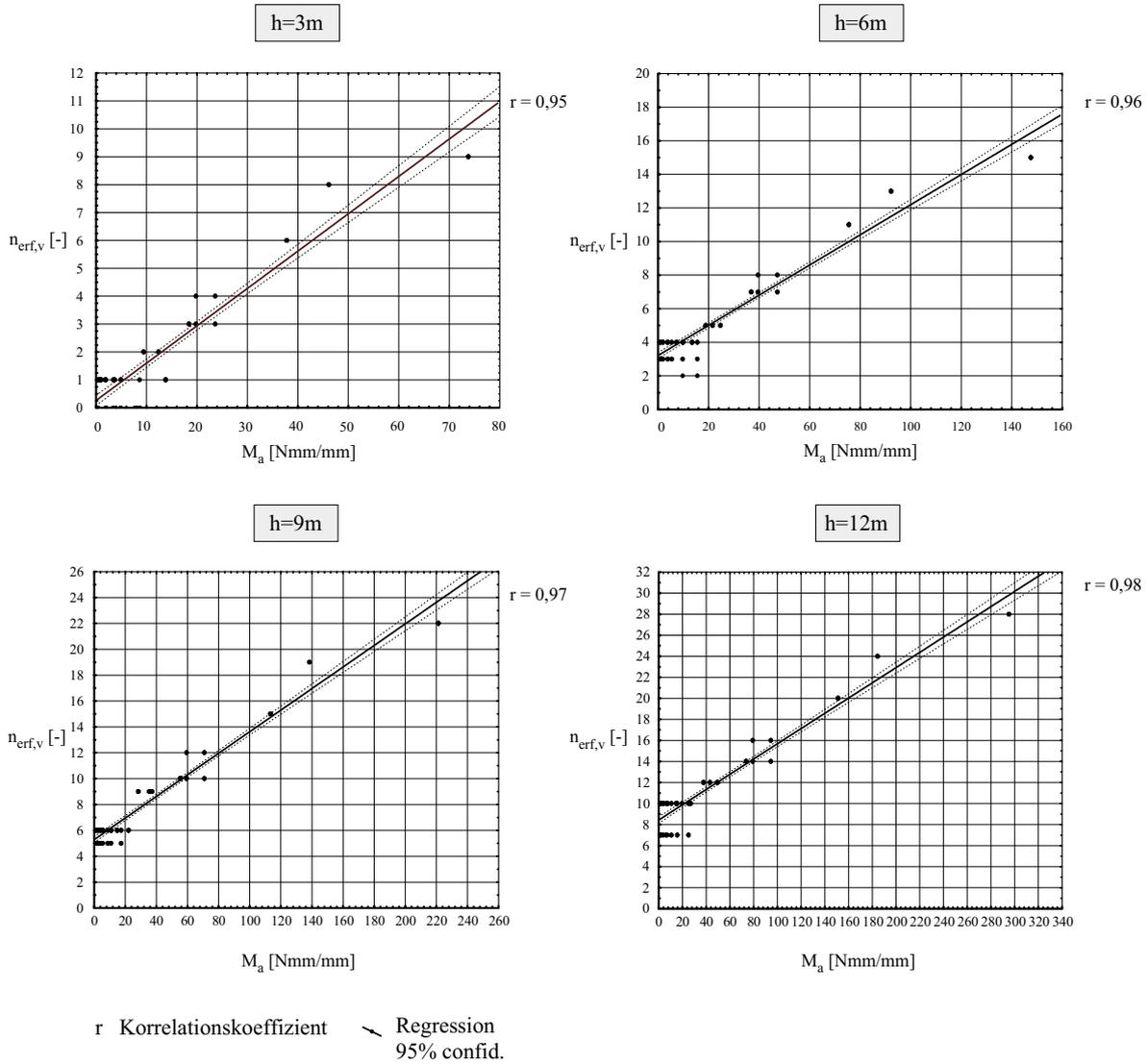


Abbildung 6.16: Korrelation des Momentes  $M_a$  der Außenschale und der erforderlichen Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung  $n_{erf,v}$

In Kapitel 7.5 sind verschiedene Möglichkeiten zur Reduzierung der Nadelankeranzahl in Abhängigkeit von dem Parameterbereich, der durch die vorhandene Vorverformung  $u_{vorh}$  und die vertikale Last  $q_{v,a}$  definiert ist, aufgeführt. Auf der rechten Seite der Abbildung 7.5 kann durch die Erhöhung der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a,zul}$  die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf}$  reduziert werden. Die zulässige Nadelankerkraft  $f_{a,zul}$  hat keinen Einfluß auf die erforderliche Nadelankeranzahl  $n_{erf}$  für den in der rechten Seite beschriebenen Parameterbereich in der Abbildung 7.5. Die Reduzierung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf}$  wird hier durch die Erhöhung des zulässigen Nadelankerabstandes  $a_h$  um den Faktor  $f_{r(h)}$  in horizontaler Richtung durchgeführt, siehe hierzu Kapitel 7.5.2. Der Faktor  $f_{r(h)}$  ergibt sich aus der Abbildung 7.7 in Abhängigkeit von der statischen Lagerung der Außenschale in z-Richtung.

### 6.3.7 Nadelankerdurchmesser

In den Parameterstudien wurden Nadelanker mit den Durchmessern  $d_{na} = 8\text{mm}$  und  $d_{na} = 16\text{mm}$  eingebaut. Beide Nadelanker besitzen unterschiedliche Dehnsteifigkeiten  $EA_n$ , die sich in Abhängigkeit von der Querschnittsfläche des Nadelankers und seinem Elastizitätsmodul ergeben. Es hat sich gezeigt, daß durch den Nadelanker mit  $d_{na} = 16\text{mm}$ , bedingt durch die größere Dehnsteifigkeit  $EA_n$ , im Vergleich zum Nadelanker mit  $d_{na} = 8\text{mm}$  die Verformungen in x-Richtung der Außenschale geringer sind. In der Abbildung 6.17 ist der Einfluß des gewählten Nadelankerdurchmessers auf die Verformung der Außenschale in x-Richtung dargestellt. Die linke Außenschale wurde mit Nadelankern, deren Durchmesser  $d_{na} = 8\text{mm}$  betrug, vernadelt. Für die Vernadelung der rechten Außenschale wurde der Nadelanker mit dem Durchmesser  $d_{na} = 16\text{mm}$  gewählt. Vergleicht man die maximalen vorhandenen Nadelankerkräfte  $f_{a,vorh}$ , zeigt sich, daß der Nadelanker mit dem Durchmesser  $d_{na} = 16\text{mm}$  stärker die Lasten anzieht, als der Nadelanker mit dem Durchmesser  $d_{na} = 8\text{mm}$ . Die Ursache dafür liegt bei seiner größeren Dehnsteifigkeit  $EA_n$ . Die Nadelankerkräfte der rechten Außenschale betragen  $f_{a,max} = 7,5\text{kN}$ , die der linken  $f_{a,max} = 10,3\text{kN}$ , Abbildung 6.17.

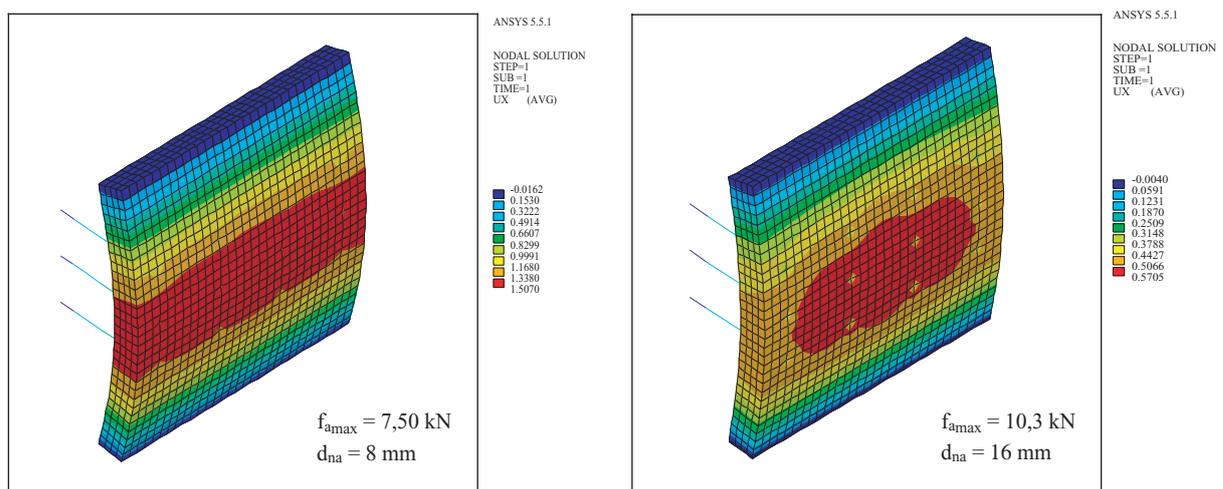


Abbildung 6.17: Verformungen der Außenschale in x-Richtung und der resultierenden Nadelankerkräfte in Abhängigkeit vom unterschiedlichen Durchmesser der Nadelanker (Vergleich der Verformungen durch die Zahlenwerte und nicht durch die Farbverläufe).

In Kapitel 7.5 sind die Parameterbereiche und Möglichkeiten zur Reduzierung der Nadelankeranzahl durch die Variation des Nadelankerdurchmessers aufgeführt. Die Reduzierungsvariante R1 beschreibt die Reduzierung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  durch Erhöhung des Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$  in Abhängigkeit von der statischen Lagerung der Außenschale an den Wandenden. Auf der rechten Seite ist die Reduzierungsvariante R2 abgebildet. Bei dieser Reduzierungsvariante erfolgt die Reduzierung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  durch Verringerung des Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$ . Die Reduzierung der Nadelankeranzahl erfolgt für beide Varianten durch die Erhöhung des horizontalen Nadelankerabstandes  $a_h$  in Abhängigkeit von dem Faktor  $f_{r(h)}$ .

# Kapitel 7

## Anzahl und Anordnung der Nadelanker

In Kapitel 6 wurde auf die Auswertung der Ergebnisse der Parameterstudien eingegangen und es wurden Regressionsgleichungen zur Berechnung der vertikalen Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  entwickelt. In dem folgenden Kapitel wird auf die Berechnung der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  in Abhängigkeit von definierten Parametern sowie auf die geometrische Anordnung der Nadelanker zur Vernadelung der Außenschalen des mehrschaligen Querschnitts eingegangen.

### 7.1 Parameterbereiche

Der erste Schritt zur Berechnung der vertikalen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  ist die Ermittlung des Bereiches, der in Abhängigkeit von der planmäßigen Exzentrizität  $e_a$  der Außenschale definiert ist. In Kapitel 6.1.2 wurden drei Bereiche definiert, Tabelle 7.1. Werden für den Istzustand und den Endzustand die Kriterien für den Bereich 1 erfüllt, kann auf eine Vernadelung der Außenschalen verzichtet werden.

Exzentrizität	Bereich
$e_a^{I,II} \leq \frac{t_a}{6}$	1
$\frac{t_a}{6} < e_a^{I,II} < \frac{t_a}{3}$	2
$e_a^{I,II} \geq \frac{t_a}{3}$	3

Tabelle 7.1: Definition der Bereiche zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$

Die Exzentrizität  $e_a$  berechnet sich für den Istzustand und den Endzustand der Außenschale nach den Gleichungen 3.50 - 3.51 bzw. 7.1 - 7.2, siehe hierzu auch Kapitel 3.4.

$$\text{Istzustand} = \text{Endzustand} \quad e_a^I = \frac{M_{a,ges}^I}{N_{a,m}^I} \quad (7.1)$$

$$\text{Istzustand} \neq \text{Endzustand} \quad e_a^{II} = \frac{M_{a,ges}^{II}}{N_{a,m}^{II}} \quad (7.2)$$

Durch die Festlegung des Bereiches nach Tabelle 7.1 werden die in die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  eingehenden Parameter durch die Koeffizienten  $\beta_i$  entsprechend berücksichtigt.

## 7.2 Nadelankeranzahl in der Vertikalen

Die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  in vertikaler Richtung kann durch das Verfahren V1 oder V2 erfolgen, siehe hierzu Kapitel 6. Wird das Verfahren V1 angewendet, so berechnet sich die erforderliche Nadelankeranzahl nach der Gleichung 7.3. Den einzelnen Parametern sind in der Gleichung die Koeffizienten  $\beta_i$  vorangestellt.

$$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot t_i + \beta_4 \cdot \gamma_i \quad (7.3)$$

$n_{erf,v}$	Anzahl der Nadelanker in vertikaler Richtung	[-]
c	Konstante der Regressionsgleichung	[-]
$\lambda_a$	Schlankheit der Außenschale	[-]
$M_{a,v}^b$	Bemessungsmoment der Außenschale infolge vertikaler Lasten	$[\frac{kNm}{m}]$
$t_i$	Dicke der Innenfüllung	[m]
$\gamma_i$	Wichte der Innenfüllung	$[\frac{kN}{m^3}]$
$\beta_1$	Koeffizient für die Schlankheit der Außenschale	
$\beta_2$	Koeffizient für das Bemessungsmoment infolge vertikaler Lasten	
$\beta_3$	Koeffizient für die Dicke der Innenfüllung	
$\beta_4$	Koeffizient für die Wichte der Innenfüllung	

Die Werte für die Koeffizienten sind in Abhängigkeit von dem jeweiligen Parameterbereich in der Tabelle 7.2 aufgeführt.

Verfahren	Bereich	Unterbereich	c	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$
V1	2	a	-1,80	0,24	0,12	0,02	0,02
		b	-0,20	0,22	0,12	-	-
	3	a	-1,40	0,20	0,10	0,02	0,02
		b	-0,40	0,22	0,10	-	-

Tabelle 7.2: Koeffizienten zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  in vertikaler Richtung nach dem Verfahren V1

Die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung nach dem Verfahren V2 erfolgt nach der Gleichung 7.4.

$$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot M_{a,i}^b \quad (7.4)$$

$n_{erf,v}$	Anzahl der Nadelanker in vertikaler Richtung	[-]
c	Konstante der Regressionsgleichung	[-]
$\lambda_a$	Schlankheit der Außenschale	[-]
$M_{a,v}^b$	Bemessungsmoment der Außenschale infolge vertikaler Lasten	$[\frac{kNm}{m}]$
$M_{a,i}^b$	Bemessungsmoment der Außenschale infolge der Silolasten	$[\frac{kNm}{m}]$

$\beta_1$	Koeffizient für die Schlankheit der Außenschale
$\beta_2$	Koeffizient für das Bemessungsmoment infolge vertikaler Lasten
$\beta_3$	Koeffizient für das Bemessungsmoment infolge der Lasten aus der Innenfüllung

Die Werte für die Koeffizienten  $\beta_i$  nach dem Verfahren V2 sind in Abhängigkeit von dem jeweiligen Parameterbereich in Tabelle 7.3 aufgeführt. Die Koeffizienten  $\beta_i$  für den Unterbereich b nach dem Verfahren V2 entsprechen den Koeffizienten  $\beta_i$  aus dem Unterbereich b nach dem Verfahren V1, siehe Tabelle 7.2

Verfahren	Bereich	Unterbereich	c	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$
V2	2	a	-0,80	0,18	0,12	0,04
	3	a	-0,80	0,20	0,08	0,02

Tabelle 7.3: Koeffizienten zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  in vertikaler Richtung nach dem Verfahren V2

In Kapitel 6.1.3 werden für die jeweiligen Parameterbereiche die Einteilung und Definition der Unterbereiche erläutert und die sich daraus ergebenden Gleichungen zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl angegeben.

Die Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a$  berechnet sich in Abhängigkeit von der statischen Lagerung und der sich daraus ergebenden Knicklänge  $h_k$  nach der Gleichung 7.5, siehe hierzu DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren.

$$\lambda_a = \frac{h_k}{t_a} \quad (7.5)$$

Die Knicklänge der Außenschale  $h_k$  kann näherungsweise in Anlehnung an die DIN 1053 Teil 1 vereinfachtes Verfahren Abschnitt 6.6 beziehungsweise DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren Abschnitt 6.4 oder durch Rahmenrechnung nach Theorie II. Ordnung berechnet werden.

$$h_k = \beta \cdot h \quad (7.6)$$

Wird zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  das Verfahren V1 nach Gleichung 7.4 gewählt, so geht in die Berechnung das Bemessungsmoment  $M_{a,v}^b$  ein. Dieses Moment ergibt sich aus der vorhandenen Verformung in x-Richtung  $u_{x,vorh}$  und der vertikal angreifenden Differenzlast  $\delta q_{v,a}$ , siehe hierzu Tabelle 7.4.

Erfolgt die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  nach dem Verfahren V2, so wird zusätzlich zum Bemessungsmoment  $M_{a,v}^b$  das Bemessungsmoment  $M_{a,i}^b$  berücksichtigt. Das Bemessungsmoment  $M_{a,i}^b$  der Außenschale berechnet sich aus den nach der Silotheorie angreifenden Lasten aus der Innenfüllung  $q_{h,i}^I$  und  $q_{w,i}^I$ . Diese Lasten können in Abhängigkeit von dem Gefügestand der Innenfüllung nach den in Kapitel 5.2.3 getroffenen Annahmen abgemindert werden.

In Abhängigkeit von der in Kapitel 3.4 definierten Fallunterscheidung sind in der Tabelle 7.4 die Komponenten zur Berechnung der Bemessungsmomente aufgezeigt. Für den in der Tabelle 7.4

aufgeführten Fall *A* (Istzustand = Endzustand) sind in den Zeilen 2 und 3 sowie für den Fall *B* (Istzustand  $\neq$  Endzustand) in Zeile 3 als Bemessungsmomente die Differenzmomente  $\delta M_{a,v,e_a}^I$  und  $\delta M_{a,i,e_a}^I$  angegeben. Im Fall *A*, Zeile 2 der Tabelle 7.4, ist der Wert der zulässigen Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  im Istzustand nicht überschritten. Durch weitere Verformungen in x-Richtung wird im Endzustand dieser Wert jedoch nicht eingehalten. Den Wert für diese Verformungen und die Zunahme der Exzentrizität der Außenschale muß für diesen Fall der Ingenieur selbst ermitteln und beurteilen. Daraus müssen die Differenzmomente  $\delta M_{a,v,e_a}^I$  und  $\delta M_{a,i,e_a}^I$  für die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  berechnet werden.

Für den Fall *A3*, *B3* und *B4* nach Tabelle 7.4 werden als Bemessungsmomente wie für den Fall *A2* auch die Differenzmomente  $\delta M_{a,v,e_a}^I$  und  $\delta M_{a,i,e_a}^I$  angegeben. Der Fall *A3* unterscheidet sich von *A2* dadurch, daß hier bereits im Istzustand der Wert der zulässigen Exzentrizität der Außenschale überschritten ist. Die Differenzmomente  $\delta M_{a,v,e_a}^I$  und  $\delta M_{a,i,e_a}^I$  berechnen sich für diesen Fall aus dem Wert  $\delta e_a$ . Dieser Wert stellt die Differenz der vorhandenen zur zulässigen Exzentrizität  $e_a^g$  nach der Gleichung 7.2 dar.

$$\delta e_a = e_a^{II} - e_a^g \quad (7.7)$$

Werden die erforderlichen Nadelanker  $n_{erf,v}$  in Abhängigkeit von den Differenzmomenten  $\delta M_{a,v,e_a}^I$  und  $\delta M_{a,i,e_a}^I$  berechnet, so ist zum Aktivieren der Nadelanker eine auftretende Verformung der Außenschale in x-Richtung erforderlich, siehe hierzu auch Kapitel 3.4. Kann eine weitere, von ihrem Betrag her unbekannte Verformung der Außenschale in x-Richtung sowie eine Erhöhung der angreifenden Lasten auf die Außenschalen ausgeschlossen werden, erfolgt die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl ohne den Einfluß der Differenzmomente  $\delta M_{a,v,e_a}^I$  und  $\delta M_{a,i,e_a}^I$ . Wird die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl  $n_{erf,v}$  unter Berücksichtigung der Differenzmomente  $\delta M_{a,v,e_a}^I$  und  $\delta M_{a,i,e_a}^I$  durchgeführt, müssen die Anteile für das Überschreiten des zulässigen Grenzwertes der Exzentrizität  $e_a^g$  der einzelnen Lastkomponenten und die daraus resultierenden Momentenanteile ermittelt werden.

Die Wichte der Innenfüllung wird durch den Wert  $\gamma_i \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$  berücksichtigt, die Dicke der Innenfüllung durch den Parameter  $t_i$ . Diese beiden Parameter gehen im Verfahren *V1* direkt in die Belastung der Außenschale durch die Silolasten aus der Innenfüllung ein. Die ermittelten Werte für  $n_{v,erf}$  sind grundsätzlich aufzurunden. Die Anzahl der Nadelanker in horizontaler Richtung ergibt sich aus den Angaben zur Anordnung der Nadelanker auf der Außenschale, siehe Kapitel 7.3 und 7.4.

### 7.3 Nadelankerabstand

Bei der Anordnung der Nadelanker wird zwischen der vertikalen und horizontalen Anordnung unterschieden. In vertikaler und in horizontaler Richtung werden die Nadelanker im Bereich der Vernadelungsfläche  $A_v$  nach der Abbildung 7.1, angeordnet. Diese ergibt sich aus der Geometrie der Außenschale und den einzuhaltenden Randabständen  $r_h$  und  $r_v$ .

		Istzustand		Endzustand	
		Exzentrizität	Exzentrizität	Lasten	Bemessungsmoment $M_{a,v}^b$ und $M_{a,i}^b$
Istzustand = Endzustand	A1	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$e_a^{II} \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	-
				$q_{h,i}^I$	
				$q_{w,i}^I$	
	A2	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$\delta M_{a,v,e_a}^I$
				$q_{h,i}^I$	$\delta M_{a,i,e_a}^I$
				$q_{w,i}^I$	
	A3	$e_a^I > \frac{t_a}{6}$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I$	$\delta M_{a,v,e_a}^I$
				$q_{h,i}^I$	$\delta M_{a,i,e_a}^I$
				$q_{w,i}^I$	
Istzustand $\neq$ Endzustand	B1	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$e_a^{II} \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a}$	-
				$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i}$	
				$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i}$	
	B2	$e_a^I \leq \frac{t_a}{6}$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a}$	$\delta M_{a,v}^{I,II}$
				$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i}$	$\delta M_{a,i}^{I,II}$
				$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i}$	
	B3	$e_a^I > \frac{t_a}{6}$	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a}$	$\delta M_{a,v,e_a}^I + \delta M_{a,v}^{I,II}$
				$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i}$	$\delta M_{a,i,e_a}^I + \delta M_{a,i}^{I,II}$
				$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i}$	
	B4	$e_a^I > \frac{t_a}{6}$	$e_{a,g}^{II} > \frac{t_a}{6}$ $e_{a,p}^{II} \leq \frac{t_a}{6}$	$q_{v,a}^I + \delta q_{v,a,g}$	$\delta M_{a,v,e_a}^I$ bzw. $\delta M_{a,v,e_a}^I + \delta M_{a,v,g}^{I,II}$
				$q_{h,i}^I + \delta q_{h,i,g}$	$\delta M_{a,i,e_a}^I$ bzw. $\delta M_{a,i,e_a}^I + \delta M_{a,i,g}^{I,II}$
				$q_{w,i}^I + \delta q_{w,i,g}$	

Tabelle 7.4: Bemessungsmomente zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung in Abhängigkeit vom Istzustand - Endzustand nach Kapitel 3.4 und der Exzentrizität  $e_a$

Die Höhe  $h_v$  und die Länge der Vernadelungsfläche  $A_v$  werden nach den Gleichungen 7.8 und 7.9 berechnet.

$$h_v = h - 2 \cdot r_v \quad (7.8)$$

$$l_v = l - 2 \cdot r_h \quad (7.9)$$

Der vertikale Randabstand  $r_v$  (s. Abb. 7.1) ist abhängig von der Höhe der Außenschale und wird nach der Gleichung 7.10 berechnet. Bei Unterschreiten dieses Randabstandes  $r_v$  verliert der Nadelanker seine Wirkung.

$$r_v = 0,14 \cdot \ln(h) + 0,14 \geq r_{v,zul} = 0,30m \quad (7.10)$$

Der horizontale Randabstand des Nadelankers  $r_h$  wird durch die Bedingung in Gleichung 7.11 definiert. Die Nadelanker werden über die Länge der Vernadelungsfläche gleichmäßig verteilt.

$$0,30 \leq r_h \leq 0,40m \quad (7.11)$$

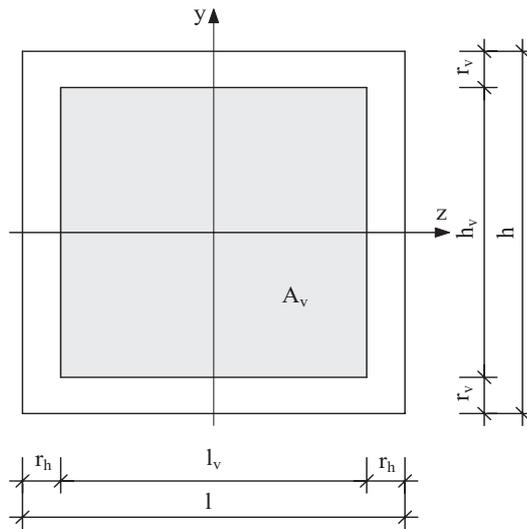


Abbildung 7.1: Bereich zum Anordnen der Nadelanker auf der Außenschale

Der vertikale Abstand  $a_v$  der Nadelanker untereinander, siehe Abbildung 7.2, wird durch eine der beiden Gleichungen 7.12 und 7.13 berechnet.

$$(n_{erf,v} + 1) \cdot 0,3 \leq h_v : \quad a_v = \frac{h_v}{(n_{erf,v} + 1)} \geq 0,30m \text{ und } a_v \leq 1,50m \quad (7.12)$$

$$(n_{erf,v} + 1) \cdot 0,3 > h_v : \quad a_v = \frac{h_v}{(n_{erf,v} - 1)} \geq 0,25m \quad (7.13)$$

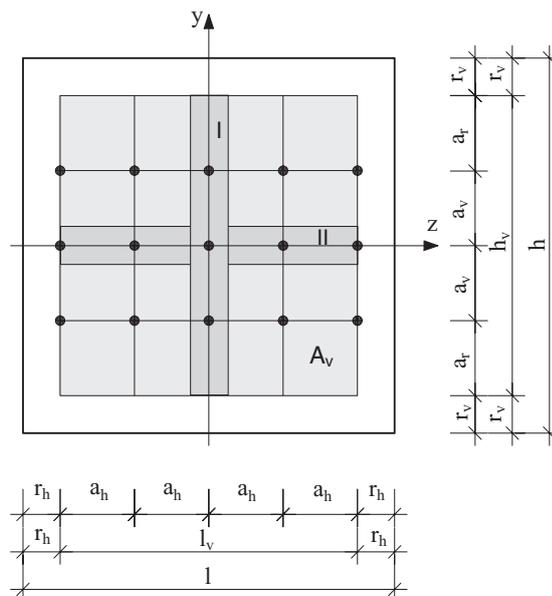


Abbildung 7.2: Angabe der Nadelankerabstände untereinander, in horizontaler und vertikaler Richtung

Wird der vertikale Abstand der Nadelanker  $a_v$  nach der Gleichung 7.12 berechnet, so muß für das Verhältnis  $f_{a_v,r}$ , das sich aus dem Abstand von der unteren beziehungsweise oberen Nadelankerreihe bis zum Rand der Vernadelungsfläche  $a_r$  und aus der Dicke der Außenschale  $t_a$  nach der Abbildung 7.2 ergibt, die Bedingung aus der Gleichung 7.14 eingehalten werden. Für diesen Fall entspricht der Wert  $a_r$  dem Wert  $a_v$ .

$$f_{a_v,r} = \frac{a_r + r_v}{t_a} \leq 10 \quad (7.14)$$

Die Anzahl und Anordnung der Nadelanker in horizontaler Richtung ergeben sich aus der Anzahl der Nadelankerreihen. Der horizontale Abstand der Nadelanker  $a_h$  wird in Abhängigkeit von  $a_v$  nach den Gleichungen 7.15 und 7.16 berechnet.

$$a_v \geq 0,3 \quad \text{dann} \quad a_h = a_v \cdot 1,2 \leq 1,5m \quad (7.15)$$

$$0,25 \leq a_v < 0,3 \quad \text{dann} \quad a_h = 0,3m \quad (7.16)$$

Ist die Außenschale, wie in Kapitel 6.3.3 beschrieben, an den Wandenden in x-Richtung oder in x- und z-Richtung gelagert, muß der horizontale Abstand  $a_h$  der Nadelanker, welcher nach der Gleichung 7.15 berechnet wurde, mit Hilfe des Faktors  $f_{a_h}^{x,z}$  nach Gleichung 7.17 reduziert und zusätzlich die Bedingung für den Minimalwert des horizontalen Abstandes eingehalten werden. Durch die Reduzierung des horizontalen Nadelankerabstandes  $a_h$  wird die horizontale Nadelankeranzahl erhöht. Eine Reduzierung der Nadelankeranzahl in horizontaler Richtung nach Kapitel 7.5 ist für die in x-Richtung oder in x- und z-Richtung an den Wandenden gelagerte Außenschale nicht zulässig. Die Reduzierung der Nadelankeranzahl durch die Veränderung des Nadelankerdurchmessers sowie der zulässigen Nadelankerkraft kann für diesen Fall der statischen Lagerung der Außenschale angewendet werden.

$$a_h^n = f_{a_h}^{x,z} \cdot a_h \quad \text{mit} \quad f_{a_h}^{x,z} = 0,8 \quad \text{jedoch} \quad a_h \geq 0,30m \quad (7.17)$$

## 7.4 Nadelankeranzahl in der Horizontalen

Aus dem berechneten horizontalen Nadelankerabstand  $a_h$  und den zulässigen Randabständen  $r_h$  wird die Anzahl der Nadelanker  $n_{erf,h}$  in horizontaler Richtung nach Gleichung 7.18 berechnet.

$$n_{erf,h} = \frac{l_v}{a_h} + 1 \quad (7.18)$$

$n_{erf,h}$	Anzahl der Nadelanker in horizontaler Richtung	[-]
$l_v$	Länge der Vernadelungsfläche, Gleichung 7.9	[m]
$a_h$	horizontaler Abstand der Nadelanker untereinander	
	Gleichungen 7.15, 7.16, 7.17	[-]

Der Randabstand  $r_h$  der Nadelanker wird durch die Bedingung in der Gleichung 7.11 begrenzt. Das Flußdiagramm zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl in horizontaler und vertikaler Richtung und deren geometrischer Anordnung ist in der Abbildung 7.3 dargestellt.

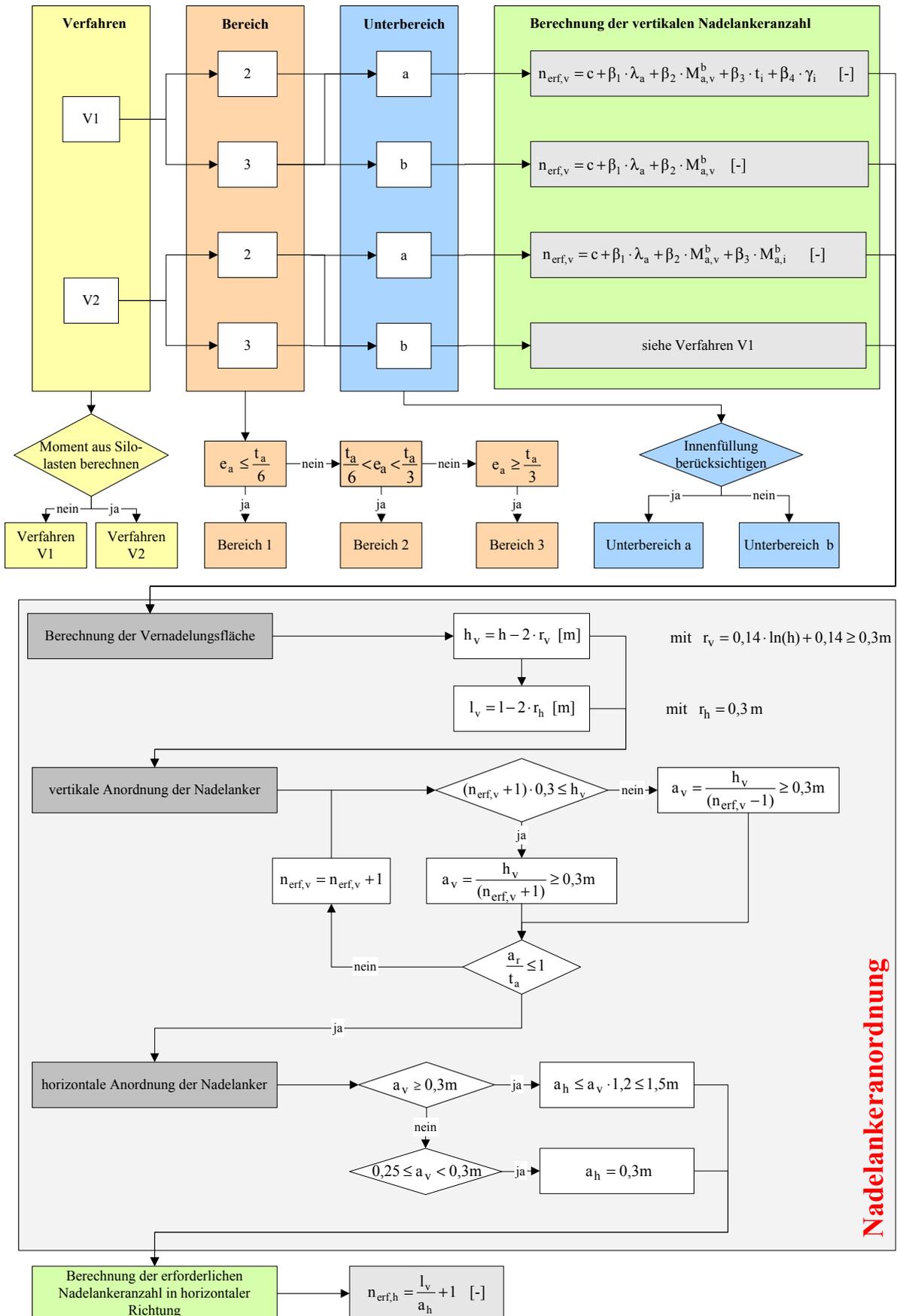


Abbildung 7.3: Flußdiagramm zur Berechnung der erforderlichen Nadelanker in horizontaler und vertikaler Richtung

## 7.5 Reduzierung der Nadelankeranzahl

Bisher wurde die Ermittlung der Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  bzw.  $n_{erf,v}$  und der horizontalen und vertikalen Nadelankerabstände  $a_h$  bzw.  $a_v$  auf ein Grundmodul bezogen, welchem die folgenden Annahmen zugrunde gelegt wurden:

- frei verformbarer Rand der Außenschalen in z-Richtung
- Durchmesser des Nadelankers  $d_{na} < 12mm$

Durch Veränderung dieser Parameter kann nach der Abbildung 7.4 die erforderliche horizontale Nadelankeranzahl durch Erhöhung des Nadelankerabstandes  $a_h$  reduziert werden.

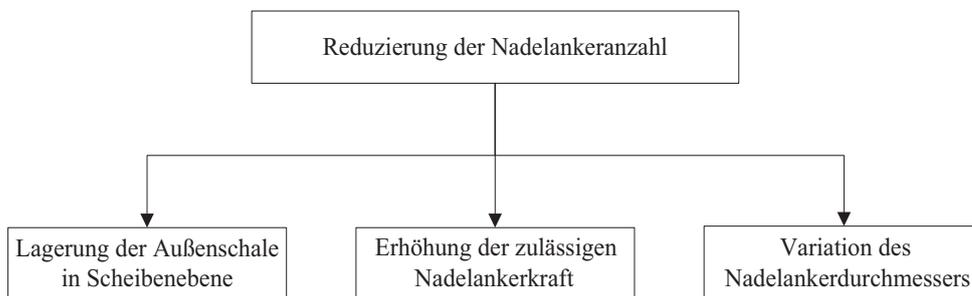


Abbildung 7.4: Möglichkeiten zur Reduzierung der Nadelankeranzahl

In Abhängigkeit von der in Abbildung 7.4 aufgeführten Variation zum oben genannten Grundmodul können Faktoren zur Erhöhung der Nadelankerabstände ermittelt werden, siehe hierzu Kapitel 7.5.1, 7.5.2, 7.5.3. Diese Möglichkeiten zur Reduzierung der erforderlichen Nadelankeranzahl können nur in den definierten Parameterbereichen angewendet werden, Abbildung 7.5. Die Parameterbereiche sind abhängig von der vorhandenen Vorverformung  $u_{x,vorh}$  der Außenschale im Istzustand und der Größe der vertikalen Differenzlast  $\delta q_{v,a}$ .

In besonderen Fällen kann eine Kombination der einzelnen Reduzierungsmaßnahmen erfolgen, wobei der resultierende Reduzierungsfaktor  $f_{r(h)}$  als Produkt der Einzelfaktoren in die Ermittlung der erforderlichen horizontalen Nadelankeranzahl eingeht. Die Anwendung der Varianten zur Reduzierung der erforderlichen horizontalen Nadelankeranzahl ist nur für den Fall anzuwenden, daß die Außenschale durch eine Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  beansprucht wird.

### 7.5.1 Lagerung der Außenschale in Scheibenebene

Wie bereits in Kapitel 6.3.3 beschrieben, kann bei vorhandener Querdehnungsbehinderung der Wand der horizontale Nadelankerabstand  $a_h$  innerhalb eines definierten Bereiches der Außenschale vergrößert werden. Daraus ergibt sich eine Verringerung der erforderlichen Nadelanker, Abbildung 7.6. Hierbei wird unterschieden zwischen den Wänden, die durch Querwände in z-Richtung der Außenschale an deren Wandende gehalten werden, und den Wänden, die durch ihre Länge die Querdehnung in dieser Richtung der Außenschale behindern.

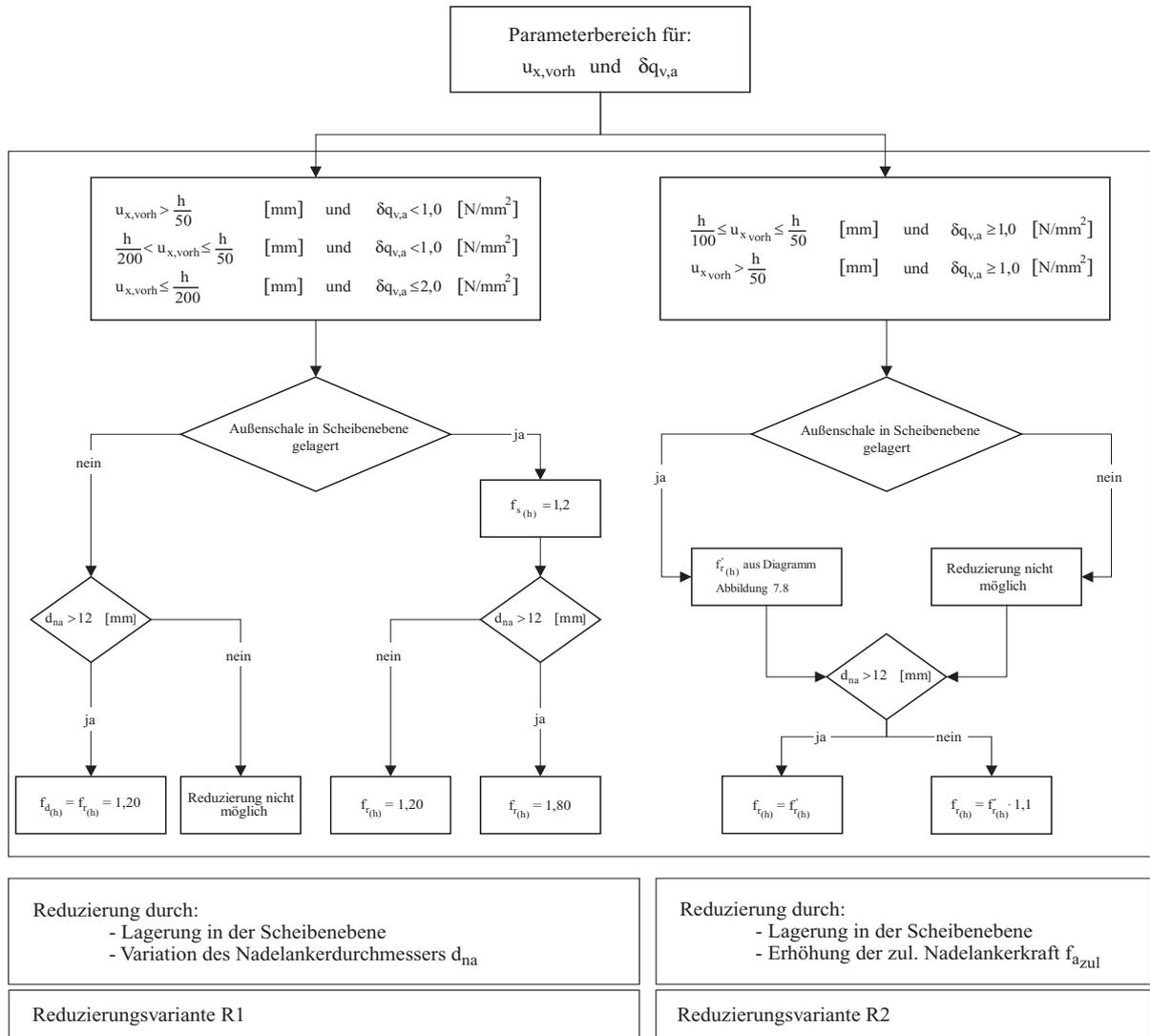


Abbildung 7.5: Definition der Parameterbereiche zur Reduzierung der Nadelankeranzahl bei Einleitung einer Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  in das mehrschalige Mauerwerk

Wird für die zweiseitig gelagerte Außenschale die Bedingung nach Gleichung 7.19 eingehalten, kann für den in Abbildung 7.6 dargestellten Bereich der horizontale Nadelankerabstand mit dem Faktor  $f_{s(h)}$  multipliziert werden. Dadurch kann die Nadelankeranzahl in horizontaler Richtung  $n_{er,f,h}$  unter Einhaltung der zulässigen Randabstände  $r_h$  reduziert werden.

$$l \geq 6,0m \quad \text{dann ist} \quad l_1 = 0,25 \cdot l \quad \text{und} \quad l_2 = 0,5 \cdot l \quad (7.19)$$

Die Größe für den Faktor  $f_{s(h)}$  ist abhängig von dem jeweiligen Parameterbereich, Abbildung 7.5. In dieser Abbildung sind zwei Parameterbereiche definiert. Ist der linke Parameterbereich für die untersuchte Außenschale gültig, so kann durch Berücksichtigung der Querdehnungsbehinderung der Außenschale in Abhängigkeit von dem Nadelankerdurchmesser  $d_{na} \leq 12mm$  der horizontale Nadelankerabstand mit dem Faktor  $f_{s(h)}$  multipliziert werden. In diesem Parameterbereich hat die Erhöhung

der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  keinen Einfluß auf die erforderliche Nadelankeranzahl. Die Nadelankerkräfte betragen für diesen Parameterbereich  $f_a \leq 5,0kN$ .

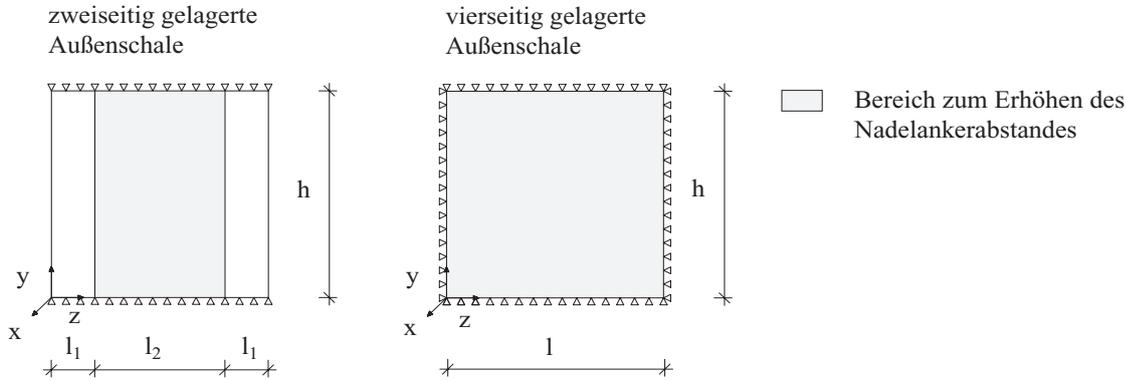


Abbildung 7.6: Bereich zum Anordnen der Nadelanker auf der Außenschale

Ist der rechte Parameterbereich gültig, so kann der Wert für den Faktor  $f_{s(h)}$  nach der Abbildung 7.7 in Abhängigkeit von der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  und der Art der Lagerung in Scheibenrichtung der Außenschale ermittelt werden.

### 7.5.2 Erhöhung der zulässigen Nadelankerkraft

Die vorhandene Nadelankerkraft  $f_{a_{vorh}}$  hängt sehr stark von der vorhandenen Vorverformung der Außenschale  $u_{x,vorh}$  und den vertikal angreifenden Lasten  $q_{v,a}$  ab. Die Größe der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  steht in Abhängigkeit von den folgenden Einflußgrößen:

- der zulässigen Zugkraft des Nadelankers in Anlehnung an die DIN1045 [23]
- Bemessungswert des Nadelankerwiderstandes  $r_{A,d}$  nach Gigla
- Verbundfestigkeit des Mauersteins im Gefüge der Außenschale

Ist der in Abbildung 7.5 aufgeführte Parameterbereich auf der rechten Hälfte für die Außenschale gültig, beträgt die Kraft in den Nadelankern  $f_{a_{vorh}} > 5kN$ . Werden die aufgeführten Kriterien, die die Größe der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  bestimmen, eingehalten, so kann bei vorhandener Lagerung der Außenschale in Scheibenrichtung die Nadelankeranzahl durch Erhöhung der Nadelankerabstände  $a_h$  in horizontaler Richtung reduziert werden. Im Diagramm Abbildung 7.7 ist der Zusammenhang zwischen der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$  und dem Faktor  $f'_{r(h)}$  zur Erhöhung der Nadelankerabstände  $a_h$  in Abhängigkeit von der horizontalen Lagerung der Außenschale an den Wandenden dargestellt. Dieser Faktor  $f'_{r(h)}$  ergibt sich aus der Kombination der Lagerung in z-Richtung und der zulässigen Nadelankerkraft  $f_{a_{zul}}$ . Die Größe der zulässigen Nadelankerkraft ergibt aus dem Bemessungswiderstand des Ankers nach Gigla [53] und der Zugfestigkeit des Ankerstabes  $f_{a_{zul}}$  in Anlehnung an die DIN 1045 [23], Gleichung 7.20.

$$f_{a_{zul}} = \frac{\beta_s}{1,75} \cdot A_s \quad (7.20)$$

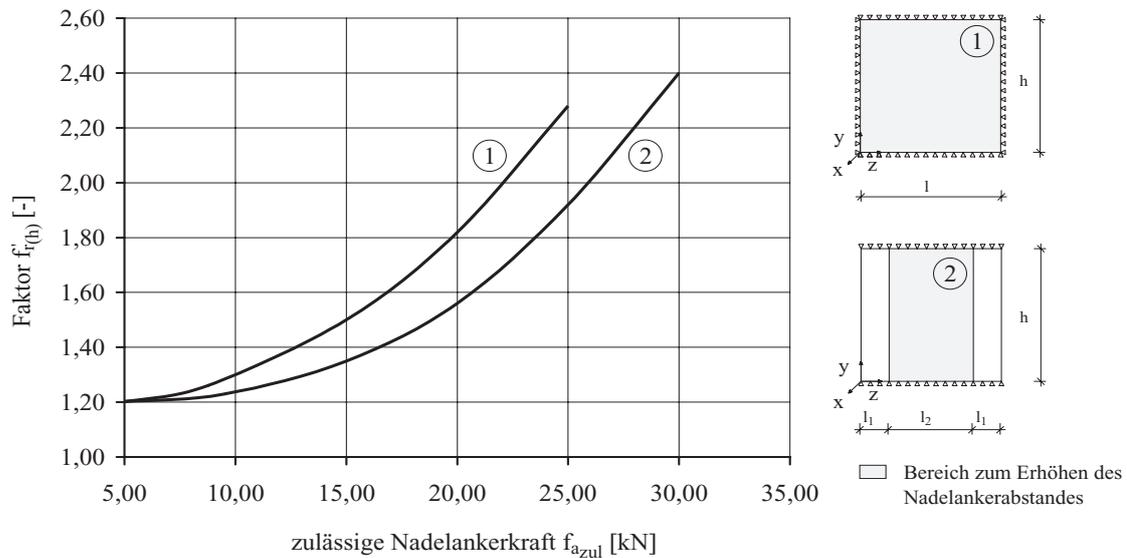


Abbildung 7.7: Faktoren zur Erhöhung der horizontalen und vertikalen Nadelankerabstände und Bereiche zum Erhöhen des Nadelankerabstandes bei vorhandener Lagerung der Außenschale in Scheibenrichtung, gültig für Reduzierungsvariante R2 nach Abb.7.5

Ist die Kraft in den Nadelankern  $f_{a,verh} > 3,00kN$  und wirkt diese Kraft nur in einem Stein, muß der Schubspannungsnachweis für die Lagerfugen geführt werden. Die Kraftübertragung erfolgt hier über die Lagerfugen. Ist das Gefüge gerissen, muß die Fläche der kraftübertragenden Lagerfuge reduziert werden.

### 7.5.3 Variation des Nadelankerdurchmessers

Werden die Parameterbereiche der Reduzierungsvariante R1, Abbildung 7.5, eingehalten, kann der horizontale Nadelankerabstand durch die Veränderung des Ankerdurchmessers erhöht werden. Der neue horizontale Nadelankerabstand  $a_h^n$  wird nach der Gleichung 7.21 berechnet.

$$a_h^n = a_h \cdot f_{d(h)} \quad \text{mit} \quad f_{d(h)} = 1,20 \quad (7.21)$$

Ist die Außenschale parallel zur Wandebene gelagert, ist eine weitere Erhöhung des horizontalen Nadelankerabstandes mit dem Faktor  $f_{r_h}$  möglich, Gleichung 7.22.

$$f_{r(h)} = f_{d(h)} \cdot f_{s(h)} = 1,80 \quad (7.22)$$

Angaben zur Veränderung des Nadelankerabstandes in horizontaler Richtung für die Parameterbereiche der Reduzierungsvariante 2 siehe Kapitel 7.5.2.

## 7.6 Anordnung des Nadelankerrasters

In Abhängigkeit von dem statischen System der Außenschale und dem Ort der größten Verformung wird das ermittelte Nadelankerbild symmetrisch um die Achsen  $S_z - S_y$  bzw.  $S_z - S'_y$  angeordnet, Abbildung 7.8.

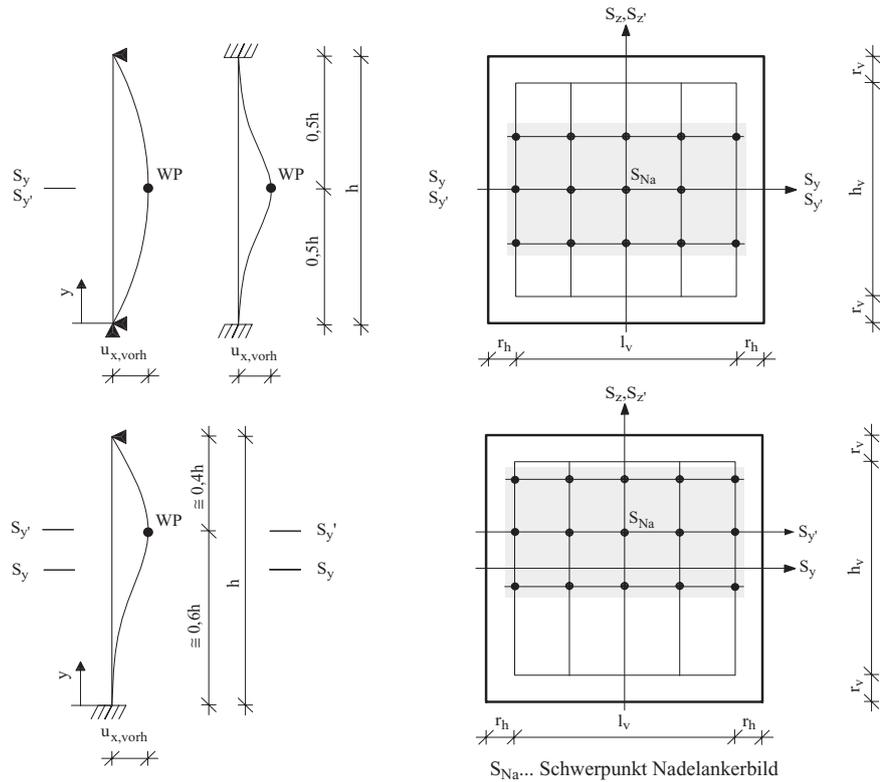


Abbildung 7.8: Anordnung des Nadelrasters auf der Außenschale in Abhängigkeit von ihrer statischen Lagerung am Kopf- und Fußpunkt

## 7.7 Nachweis der Außenschalen

Durch die Anordnung der Nadelanker ändert sich das statische System der Außenschalen. Sie werden an den Punkten, an denen die Nadelanker eingebaut werden, horizontal elastisch gelagert. Dadurch wird die Knickfigur der Außenschale verändert und die Knicklänge reduziert. Die Biegezugspannungen senkrecht und parallel zur Lagerfuge sowie die Verformung in x-Richtung der Außenschale werden auf einen zulässigen Wert begrenzt. Die Außenschale muß nun für die vertikal und horizontal angreifenden Lasten an dem veränderten statischen System nachgewiesen werden. Der Knicksicherheitsnachweis für die Außenschale erfolgt nach DIN 1053 genaueres Verfahren [25]. Alternativ dazu kann der Tragfähigkeitsnachweis am Gesamtquerschnitt der mehrschaligen Mauerwerkswand nach dem Verfahren von Egermann [40] erfolgen. Im weiteren ist für die Außenschale die Einhaltung der zulässigen Schubspannungen für plattenartig beanspruchtes Mauerwerk und der Nachweis der Teilflächenpressung infolge der horizontalen Einzellast aus den Nadelankern zu führen.

Im Vorfeld der Nachweisführung zur Tragfähigkeit ist die mehrschalige Mauerwerkswand vor Ort durch den planenden Ingenieur visuell auf Risse und weitere Schädigungen wie zum Beispiel Schalenablösungen zu untersuchen. Maßnahmen zur Schließung von Rissen durch Neuverfugung oder weiterführende Instandsetzungsmaßnahmen des Mauerwerks sind in [42], [81] und [128] aufgeführt.

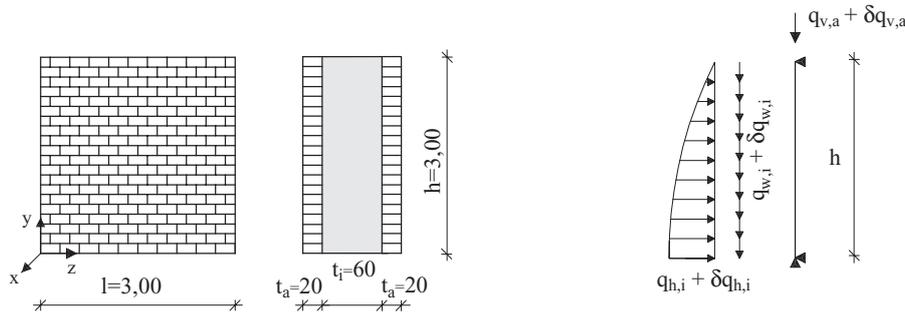
# Kapitel 8

## Beispiele

Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgte mit Hilfe eines Stabwerkprogramms. Vereinfacht können die Schnittgrößen mit den in der Abbildung 3.10 angegebenen Ansätze zur Berechnung der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschale berechnet werden. Zur Berechnung der Silolasten wurden die folgenden Parameter verwendet.

innerer Reibungswinkel	$\varphi = \delta = 50^\circ$
Wandreibungsbeiwert	$\mu = 1,19$
Horizontaldruckverhältnis	$\lambda = 0,13$
Siloradius	$r_s = \frac{A}{U} = \frac{t_i}{2}$

Beispiel 1:



Durch die Umnutzung einer vorhandenen Tragkonstruktion müssen die Außenschalen einer mehrschaligen Wand - Ziegelmauerwerk mit Steinen der Festigkeitsklasse 12, der Mörtelgruppe I und weicher Innenfüllung - eine Differenzlast von  $\delta q_{v,a} = 15 \text{ kN/m}$  abtragen. Die Last wird am Wandkopf zentrisch in die Außenschale eingeleitet. Im Istzustand wirkt auf die Außenschale die vertikale Last  $q_{v,a}^I = 30 \text{ kN/m}$ . Voruntersuchungen haben gezeigt, dass die Außenschale keine Ausbauchung in x-Richtung aufweist. Die Innenfüllung wird ausschließlich durch ihr Eigengewicht beansprucht. Die Lasten, die aus der Innenfüllung nach der Silotheorie von Janssen auf die Außenschale wirken, werden mit dem Faktor  $\eta_i = 0,6$  nach Kapitel 5.2.3 abgemindert. Eine horizontale Lagerung der Außenschale in Scheibenrichtung oder senkrecht zur Wandebene an den Wandenden ist nicht vorhanden. Risse oder Schalenablösungen sind nicht festzustellen.

Geometrie  $h = 3,00 \text{ m}, \quad l = 3,00 \text{ m}, \quad t_a = 0,20 \text{ m}, \quad t_i = 0,60 \text{ m}, \quad u_{x,vorh} \simeq 0,00 \text{ m}$

Wichte der Schalen  $\gamma_a = 15,00 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_i = 12,00 \text{ kN/m}^3$

Elastizitätsmoduli  $E_a = 3000 \text{ N/mm}^2, \quad E_i$  unbekannt

Istzustand vertikale Last  $q_{v,a}^I = 30,00 \text{ kN/m}$

Biegemoment der Außenschale  $M_{a,ges}^I = 1,12 \text{ kNm/m}$   
siehe Abbildung 8.1

maßgebende Normalkraft  $N_{a,m}^I = 37,30 \text{ kN/m}$

planmäßige Exzentrizität  $e_a^I = \frac{1,12}{37,30} \cdot 100 = 3,00 \text{ cm} < \frac{t_a}{6} = 3,33 \text{ cm}$

Endzustand vertikale Last  $q_{v,a}^{II} = q_{v,a}^I + \delta q_{v,a} = 45,00 \text{ kN/m}$

Biegemoment der Außenschale  $M_{a,ges}^{II} = 1,48 \text{ kNm/m}$

maßgebende Normalkraft  $N_{a,m}^{II} = 47,61 \text{ kN/m}$

planmäßige Exzentrizität  $e_a^{II} = \frac{1,48}{47,61} \cdot 100 \simeq 3,10 \text{ cm} < \frac{t_a}{6} = 3,33 \text{ cm}$

Nach Tabelle 3.3 Kapitel 3.4, muss die Außenschale zur Aufnahme der Differenzlast  $\delta q_{v,a}$ , nicht vernadelt werden.

Nachweise                      Exzentrizität der Außenschale     $f = f_1 = \frac{h_s}{300} = \frac{3,00}{300} \cdot 100 = 1,00cm$   
 infolge ungewollter Ausmitte  
 (siehe Kapitel 3.3.1)

Knicklänge  $h_k$  mit  $\beta = 1$                        $h_k = \beta \cdot h_s = 1,00 \cdot 3,00 = 3,00m$

Gesamtexzentrizität                       $e_{ges} = e_a^{II} + f = 4,10 > \frac{t_a}{6} = 3,33cm$

$$c = \frac{t_a}{2} - e_{ges} = 5,90cm$$

$$\sigma_m = \frac{2 \cdot N_{a,m}^{II}}{3 \cdot c \cdot b} = \frac{2 \cdot 47,61/1000}{3 \cdot 0,059 \cdot 1,00} \simeq 0,54MN/m^2$$

SFK 12, MG I

$$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0 = 2,67 \cdot 0,80 = 2,13MN/m^2$$

$$\sigma_m = 0,54 \leq \frac{\beta_R}{2,00} = 1,065MN/m^2$$

In der Abbildung 8.1 sind die Schnittgrößenverläufe der Außenschale für den Istzustand und den Endzustand abgebildet.

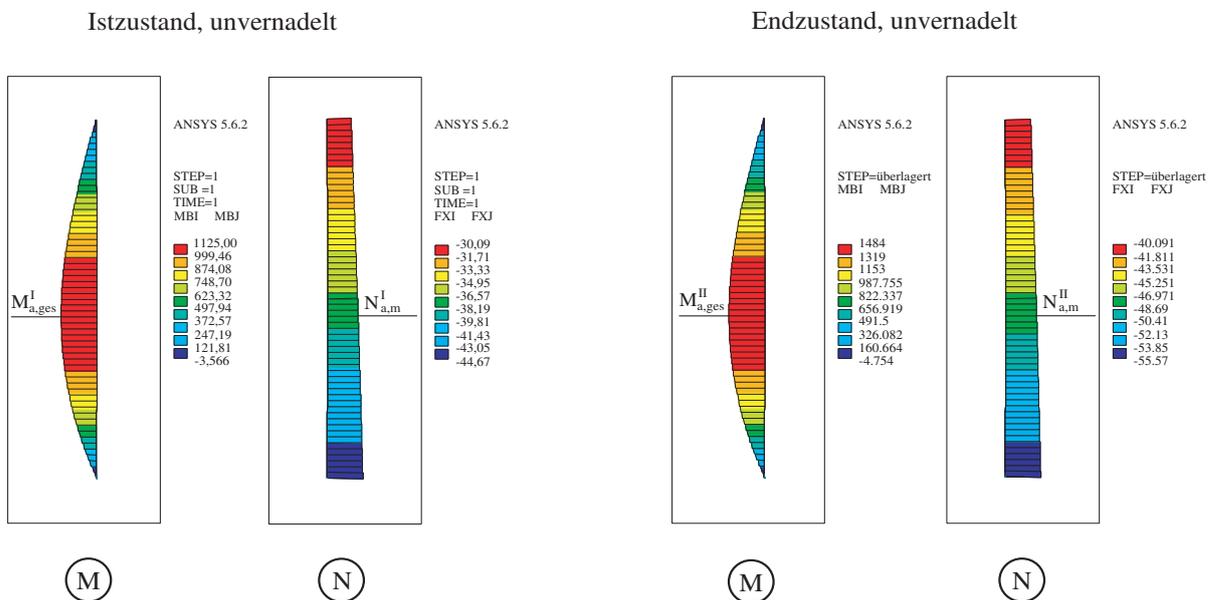
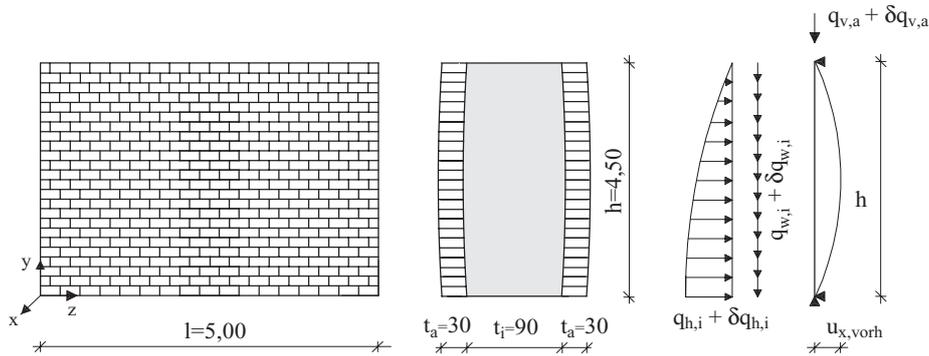


Abbildung 8.1: Schnittkraftverläufe der Außenschale für den Istzustand und den Endzustand

Beispiel 2:



Die Steifigkeit und das statische System der mehrschaligen Mauerwerkswand entsprechen denen aus Beispiel 1. Der Mörtel entspricht dem der Mörtelgruppe II. Die Außenschale besitzt jedoch eine Ausbauchung in x-Richtung mit dem Wert  $u_{x,vorh} \simeq 2,3cm$ . Diese wurde durch den Ingenieur vor Ort mit einem Lot gemessen. Im Istzustand wirkt auf die Außenschale die vertikale Last  $q_{v,a}^I = 120kN/m$ . In die Außenschalen soll eine Zusatzlast  $\delta q_{v,a} = 30kN/m$  eingeleitet werden. Zusätzlich wird eine Lagerung der Außenschale auch in Scheibenrichtung angenommen und die Reduzierung der erforderlichen Nadelankeranzahl durch die Variation des Nadelankerdurchmessers untersucht.

Geometrie  $h = 4,50m, \quad l = 5,00m, \quad t_a = 0,30m, \quad t_i = 0,90m, \quad u_{x,vorh} \simeq 0,023m$

Wichte der Schalen  $\gamma_a = 15,00kN/m^3, \quad \gamma_i = 12,00kN/m^3$

Elastizitätsmoduli  $E_a = 3000N/mm^2, \quad E_i$  unbekannt

Istzustand	vertikale Last	$q_{v,a}^I = 120,00kN/m$
	Biegemoment der Außenschale	$M_{a,ges}^I = 6,40kNm/m$
	maßgebende Normalkraft	$N_{a,m}^I \simeq 133,00kN/m$
	planmäßige Exzentrizität	$e_a^I = \frac{6,40}{133} \cdot 100 = 4,81cm < \frac{t_a}{6} = 5,00cm$
Endzustand unvernadelt	vertikale Last	$q_{v,a}^{II} = q_{v,a}^I + \delta q_{v,a} = 150,00kN/m$
	Biegemoment der Außenschale	$M_{a,ges}^{II} \simeq 8,82kNm/m$
	maßgebende Normalkraft	$N_{a,m}^{II} \simeq 163,00kN/m$
	planmäßige Exzentrizität	$e_a^{II} = \frac{8,82}{163,00} \cdot 100 \simeq 5,41cm > \frac{t_a}{6} = 5,00cm$

Die Schnittgrößen aus dem Istzustand und dem unvernadelten Endzustand sind in der Abbildung 8.3 aufgeführt.

Wird in die Außenschale die vertikale Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  eingeleitet, treten in ihr Biegezugspannungen auf, die zu einer Rißbildung der Mauerwerkswand führen. Nach Tabelle 3.3 Kapitel 3.4 müssen die Außenschalen der mehrschaligen Mauerwerkswand vernadelt werden.

Die Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl erfolgt nach der in Kapitel 7 aufgeführten Gleichung 7.3 in Abhängigkeit von der Bereichseinteilung nach der Gleichung 7.1 bzw. Gleichung 7.2. Für die Vernadelung der Außenschalen wird ein genormter Betonrippenstahl [19] mit dem Durchmesser  $d_{na} = 10mm$  gewählt.

1.0 Bereichseinteilung	$e_a^I < \frac{t_a}{6}$
	$e_a^{II} > \frac{t_a}{6} \rightarrow$ Bereich 2 (nach Tabelle 7.1 Kapitel 7.1)
2.0 vertikale Nadelankeranzahl	Verfahren V1, Unterbereich a, nach Gleichung 7.3 Kapitel 7.2
Koeffizienten nach Tabelle 7.2	$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot t_i + \beta_4 \cdot \gamma_i$ $c = -1,80$ ; $\beta_1 = 0,24$ ; $\beta_2 = 0,12$ ; $\beta_3 = 0,02$ ; $\beta_4 = 0,02$ $n_{erf,v} = 2,35 \rightarrow 2$ Nadelankerreihen
Schlankheit der Außenschale $\lambda_a$	nach Gleichung 7.5 $\lambda_a = \frac{\beta_a \cdot h_k}{t_a} = 15,00$ mit $\beta_a = 1,0$
Bemessungsmoment	nach Tabelle 7.4 $M_{a,v}^b = \delta M_{a,v}^{I,II} = 2,41 kNm/m$
Dicke der Innenfüllung	$t_i = 0,90m$
spezifisches Gewicht der Innenfüllung	$\gamma_i = 12 \frac{kN}{m^3}$
Alternativ Verfahren V1 Unterbereich b, Gleichung 7.3	Koeffizienten $\beta_i$ nach Tabelle 7.2 $n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b$ $n_{erf,v} = 3,39 \rightarrow 3$ Nadelankerreihen
Alternativ Verfahren V2 Unterbereich a, Gleichung 7.4	Koeffizienten $\beta_i$ nach Tabelle 7.3 $n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot M_{a,i}^b$ $n_{erf,v} = 2,34 \rightarrow 2$ Nadelankerreihen
Bemessungsmoment infolge der Lasten aus der Innenfüllung (aus EDV-Berechnung)	$M_{a,i}^b = 3,37 kNm/m$
3.0 zulässiger Randabstand nach Gleichung 7.10	$r_v = 0,14 \cdot \ln(h) + 0,14 = 0,35m \geq r_{v,zul}$

- 4.0 Vernadelungsfläche nach Gleichung 7.8 und 7.9  $h_v = h - 2 \cdot r_v = 4,50 - 2 \cdot 0,35 = 3,80m$   
 $l_v = l - 2 \cdot r_h = 5,00 - 2 \cdot 0,30 = 4,40m$
- 5.0 vertikaler Nadelankerabstand nach Gleichung 7.12  $(n_{erf,v} + 1) \cdot 0,3 = (2 + 1) \cdot 0,3 = 0,90m < h_v$   
 $a_v = \frac{h_v}{(n_{erf,v} + 1)} = \frac{3,80}{(2+1)} = 1,27m < 1,50m$
- 6.0 Überprüfung Faktor  $f_{a_v,r}$  nach Gleichung 7.14  $f_{a_v,r} = \frac{a_r + r_v}{t_a} = \frac{1,265 + 0,35}{0,30} \simeq 5,40 \leq 10$
- 7.0 horizontaler Nadelankerabstand nach Gleichung 7.15  $a_v > 0,30m \rightarrow$   
 $a_h = a_v \cdot 1,20 = 1,27 \cdot 1,20 = 1,52m > 1,50m$   
 $a_h = 1,50$
- 8.0 horizontale Nadelankeranzahl nach Gleichung 7.18  $n_{erf,h} = \frac{l_v}{a_h} + 1 = \frac{4,40}{1,50} + 1 = 3,93$   
 $\rightarrow 4$  Nadelanker horizontal
- Überprüfung  $a_h$   $l_v = a_h \cdot (n_{erf,h} - 1) = 1,50 \cdot (4 - 1) = 4,50m > 4,40m$
- Reduzierung von  $a_h$   $a_h = \frac{l_v}{(n_{erf,h} - 1)} = \frac{4,40}{4 - 1} \simeq 1,47m < 1,50m$

Die geometrische Anordnung des Nadelrasters erfolgt nach den Angaben in Kapitel 7.6, Abbildung 7.8. Die Vernadelung der Außenschalen mit den Angaben der Nadelankerabstände in vertikaler und horizontaler Richtung sowie der Nadelankeranzahl, bezogen auf die Fläche der Außenschale, ist in der Abbildung 8.2 dargestellt. Aus konstruktiven Gründen sowie durch vorhandene Schäden der mehrschaligen Mauerwerkswand müssen eventuell lokal weitere Nadelanker angeordnet werden.

Nadelankeranzahl	$n_{erf,v} = 2$	$n_{erf,h} = 4$	[-]
Nadelankerabstand	$a_v = 1,27m$	$a_h = 1,47m$	[m]
Nadelankeranzahl/m <sup>2</sup>	$n_a = 0,35$		

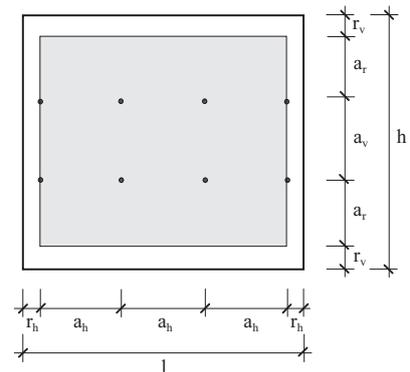


Abbildung 8.2: Anzahl und Anordnung der Nadelanker

Durch die Vernadelung der Außenschalen und die Erhöhung der vertikalen Lasten um den Wert der Differenzlast  $\delta q_{v,a}$ , ergibt sich eine Reduzierung der vorhandenen Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  im Endzustand.

Im Nachweis der zulässigen Spannungen nach dem genaueren Verfahren der DIN 1053 Teil 1 [25] wird ausschließlich die Exzentrizität infolge ungewollter Ausmitte  $f_1$  berücksichtigt, siehe hierzu Kapitel 3.3.1.

Nachweise	Biegemoment der Außenschale	$M_{a,ges}^{II} \simeq 6,42kNm/m$
	maßgebende Normalkraft	$N_{a,m}^{II} \simeq 164,00kN/m$
	planmäßige Exzentrizität	$e_a^{II} = \frac{6,42}{164,00} \cdot 100 \simeq 3,90 < \frac{t_a}{6} = 5,00cm$
	Exzentrizität der Außenschale infolge ungewollter Ausmitte (siehe Kapitel 3.3.1)	$f_1 = \frac{h'_s}{300} = \frac{1,265+0,35}{300} \cdot 100 \simeq 0,54cm = f$
	Gesamtexzentrizität	$e_{ges} = e_a^{II} + f = 3,90 + 0,54 = 4,44cm < \frac{t_a}{6}$
		$\sigma_m = \frac{N_{a,m}^{II}}{b \cdot t_a} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot e_{ges}}{t_a}) \simeq 1,0MN/m^2$
	SFK 12, MG II	$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0 = 2,67 \cdot 1,20 = 3,20MN/m^2$
		$\sigma_m = 1,0 \leq \frac{\beta_R}{2,00} = 1,60MN/m^2$

Nach Kapitel 7.5 darf die Anzahl der Nadelanker in horizontaler Richtung reduziert werden. Zunächst wird dies durch die Erhöhung des Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$  versucht.

R.1.0	Parameterbereich	$u_{x,vorh} = 2,30 \leq \frac{h}{50} = 4,00cm$ $\delta q_{v,a} = 0,10 < 1,00 \frac{N}{mm^2}$ → Reduzierungsvariante I (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5)
R.2.0	horizontale Lagerung in Scheibenrichtung	nicht vorhanden
R.3.0	Änderung des Nadelankerdurchmessers	$d_{na} = 16mm$ (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5) → $f_{r(h)} = 1,20$
R.4.0	horizontaler Nadelankerabstand nach Gleichung 7.21	$a_h^n = a_h \cdot f_{r(h)} = 1,47 \cdot 1,20 \simeq 1,77m$
R.5.0	horizontale Nadelankeranzahl Gleichung 7.18	$n_{erf,h} = \frac{l_v}{a_h^n} + 1 = \frac{4,40}{1,77} + 1 = 3,48$ → 3 Nadelanker horizontal

$$\begin{array}{ll} \text{Überprüfung } a_h^n & l_v = a_h^n \cdot (n_{erf,h} - 1) = 3,54 < l_{v_{min}} = 4,20m \\ \text{Erhöhung von } n_{erf,h} & n_{erf,h} = 4 \end{array}$$

Durch die Änderung des Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$  ist eine Reduzierung der horizontalen Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  nicht erreichbar. Alternativ dazu wird eine behinderte Querdehnung der Außenschale an den Wandenden angenommen.

R.1.0	Parameterbereich	$u_{x,vorh} = 2,3cm \leq \frac{h}{50} = 4,00cm$ $\delta q_{v,a} = 0,10 < 1,00 \frac{N}{mm^2}$ $\rightarrow$ Reduzierungsvariante I (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5)
R.2.0	horizontale Lagerung in Scheibenrichtung	vorhanden
R.3.0	Änderung des Nadelanker- durchmessers	$d_{na} = 16mm$ (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5) $\rightarrow f_{r(h)} = 1,80$
R.4.0	horizontaler Nadelankerab- stand nach Gleichung 7.21	$a_h^n = a_h \cdot f_{r(h)} = 1,47 \cdot 1,80 \simeq 2,67m$
R.5.0	horizontale Nadelankeranzahl nach Gleichung 7.18 Überprüfung $a_h^n$ Reduzierung von $a_h^n$	$n_{erf,h} = \frac{l_v}{a_h^n} + 1 = \frac{4,40}{2,67} + 1 = 2,64$ $\rightarrow$ 3 Nadelanker horizontal $l_v = a_h^n \cdot (n_{erf,h} - 1) = 5,28 > l_v = 4,40m$ $a_h^n = \frac{l_v}{n_{erf,h}-1} = 2,20m$

Ist eine Behinderung der Querdehnung der Außenschale an den Wandenden vorhanden und wird für den Durchmesser der Nadelanker  $d_{na} = 16mm$  gewählt, kann eine Reduzierung der horizontalen Nadelankeranzahl von  $n_{erf,h} = 4$  auf  $n_{erf,h} = 3$  erreicht werden.

Die Schnittgrößen der unvernadelten sowie der vernadelten Außenschale sind in der Abbildung 8.3 dargestellt.

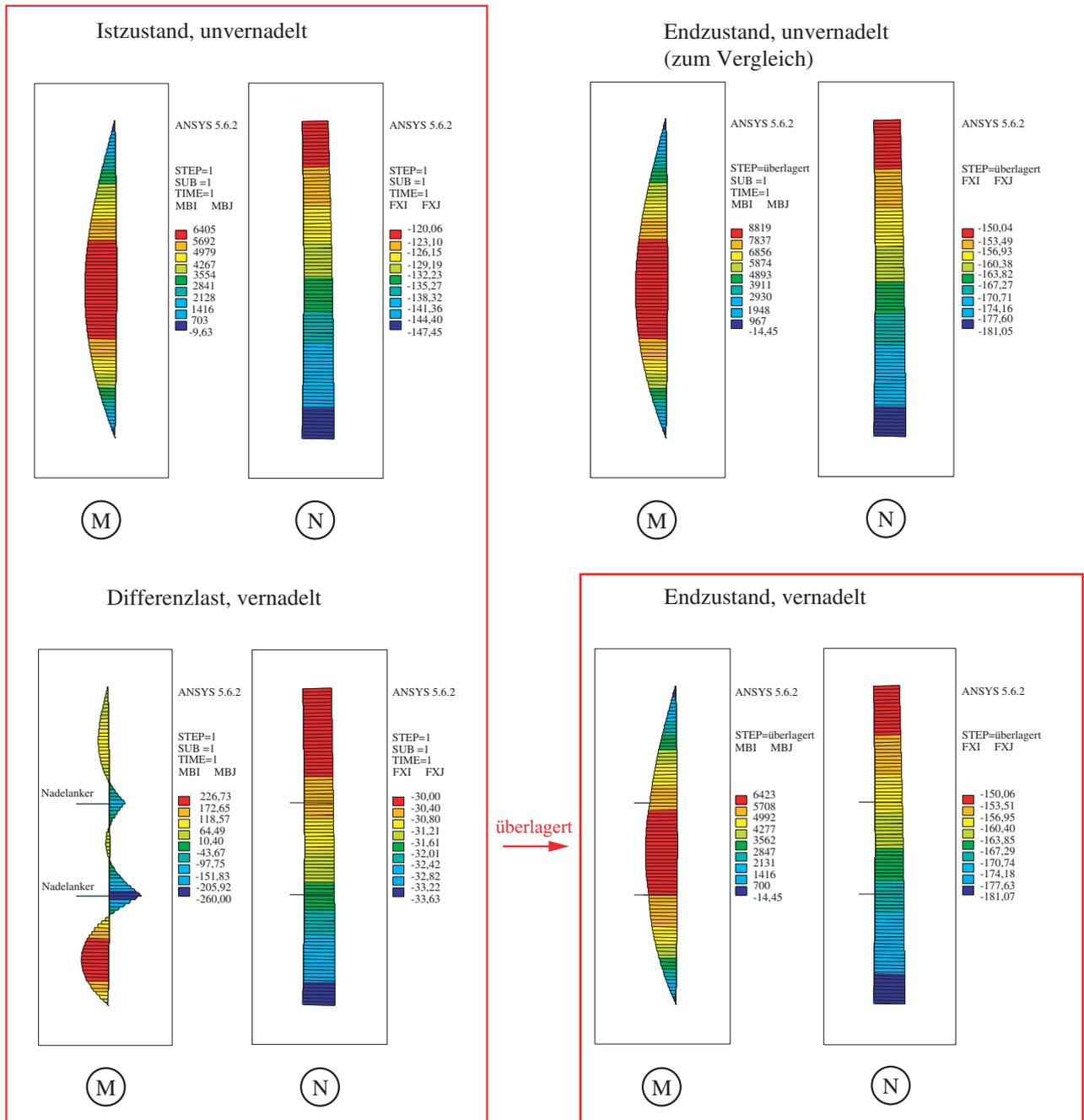
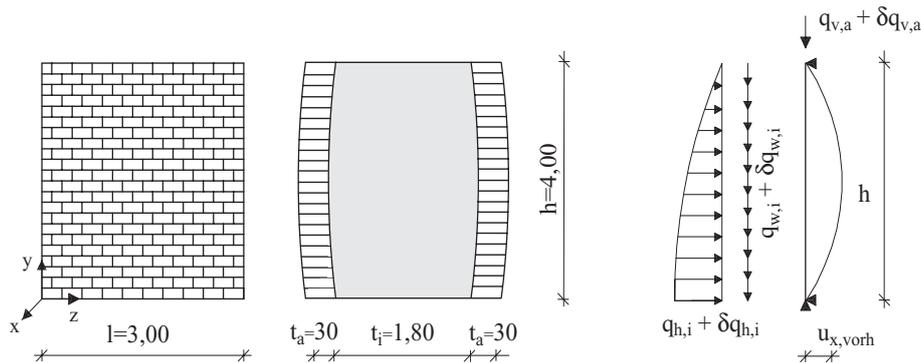


Abbildung 8.3: Schnittkraftverläufe der vernadelten Außenschale für den Istzustand, die Differenzlasten und den Endzustand

## Beispiel 3:



Auf eine bestehende mehrschalige Mauerwerkswand soll durch Umnutzung der Konstruktion die vorhandene vertikale Last im Istzustand  $q_{v,a}^I = 45 \text{ kN/m}$  um die Differenzlast  $\delta q_{v,a} = 30 \text{ kN/m}$  für den Endzustand erhöht werden. Die Außenschale besitzt infolge der angreifenden Lasten aus der Innenfüllung eine maximale Ausbauchung in x-Richtung von  $u_{x,vorh} = 8,0 \text{ cm}$ . Durch den geometrischen Verlauf der Ausbauchung kann auf eine gelenkige Lagerung der Außenschale am Fuß- und Kopfpunkt, geschlossen werden. Bei der Außenschale handelt es sich um ein Ziegelmauerwerk mit Steinen der Festigkeitsklasse 12 und der Mörtelgruppe I.

Geometrie  $h = 4,00 \text{ m}, \quad l = 3,00 \text{ m}, \quad t_a = 0,30 \text{ m}, \quad t_i = 1,80 \text{ m}, \quad u_{x,vorh} \simeq 0,080 \text{ m}$

Wichte der Schalen  $\gamma_a = 15,00 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_i = 12,00 \text{ kN/m}^3$

Elastizitätsmoduli  $E_a = 3000 \text{ N/mm}^2, \quad E_i$  unbekannt

Istzustand	vertikale Last	$q_{v,a}^I = 45,00 \text{ kN/m}$
	Biegemoment der Außenschale	$M_{a,ges}^I = 7,12 \text{ kNm/m}$
	maßgebende Normalkraft	$N_{a,m}^I \simeq 57,00 \text{ kN/m}$
	planmäßige Exzentrizität	$e_a^I \simeq \frac{7,12}{57,00} \cdot 100 \simeq 12,50 \text{ cm} > \frac{t_a}{3} = 10,00 \text{ cm}$
Endzustand unvernadelt	vertikale Last	$q_{v,a}^{II} = q_{v,a}^I + \delta q_{v,a} = 75,00 \text{ kN/m}$
	Biegemoment der Außenschale	$M_{a,ges}^{II} \simeq 8,95 \text{ kNm/m}$
	maßgebende Normalkraft	$N_{a,m}^{II} \simeq 87,00 \text{ kN/m}$
	planmäßige Exzentrizität	$e_a^{II} = \frac{8,95}{87,00} \cdot 100 \simeq 10,30 \text{ cm} > \frac{t_a}{3} = 10,00 \text{ cm}$

Die Schnittgrößenverläufe aus dem Istzustand und dem unvernadelten Endzustand sind in der Abbildung 8.5 aufgeführt.

Damit die Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  in die Außenschale eingeleitet werden kann und die Standsicherheit der mehrschaligen Mauerwerkswand gewährleistet ist, müssen die Außenschalen vernadelt werden, siehe Tabelle 3.3 Kapitel 3.4. Zusätzlich müssen die vorhandenen Risse geschlossen werden.

Die Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl erfolgt nach der in Kapitel 7 aufgeführten Gleichung 7.3 in Abhängigkeit von der Bereichseinteilung nach der Gleichung 7.1 bzw. Gleichung 7.2. Für die Vernadlung der Außenschalen wird ein genormter Betonrippenstahl [19] mit dem Durchmesser  $d_{na} = 10mm$  gewählt.

1.0 Bereichseinteilung	$e_a^I > \frac{t_a}{3} \longrightarrow$ Bereich 3 (nach Tabelle 7.1 Kapitel 7.1)
	$e_a^{II} > \frac{t_a}{3} \longrightarrow$ Bereich 3 (nach Tabelle 7.1 Kapitel 7.1)
2.0 vertikale Nadelankeranzahl	Verfahren V1, Unterbereich b, nach Gleichung 7.3 Kapitel 7.2
Koeffizienten nach Tabelle 7.2	$n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot t_i + \beta_4 \cdot \gamma_i$ $c = -1,40$ ; $\beta_1 = 0,20$ ; $\beta_2 = 0,10$ ; $\beta_3 = 0,02$ ; $\beta_4 = 0,02$ $n_{erf,v} = 2,01 \rightarrow 2$ Nadelankerreihen
Schlankheit der Außenschale $\lambda_a$	nach Gleichung 7.5 $\lambda_a = \frac{\beta_a \cdot h_k}{t_a} = 13,3\bar{3}$ mit $\beta_a = 1.0$
Bemessungsmoment (nur das Bemessungsmoment infolge $\delta q_{v,a}$ wird berücksichtigt)	nach Tabelle 7.4 $M_{a,v}^b = \delta M_{a,v,e_a}^I + \delta M_{a,v}^{I,II} = 4,68kNm/m$
Dicke der Innenfüllung	$t_i = 1,80m$
spezifisches Gewicht der Innenfüllung	$\gamma_i = 12 \frac{kN}{m^3}$
Alternativ Verfahren V1 Unterbereich b, Gleichung 7.3	Koeffizienten $\beta_i$ nach Tabelle 7.2 $n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b$ $n_{erf,v} = 3,00 \rightarrow 3$ Nadelankerreihen
Alternativ Verfahren V2 Unterbereich a, Gleichung 7.4	Koeffizienten $\beta_i$ nach Tabelle 7.3 $n_{erf,v} = c + \beta_1 \cdot \lambda_a + \beta_2 \cdot M_{a,v}^b + \beta_3 \cdot M_{a,i}^b$ $n_{erf,v} = 2,32 \rightarrow 2$ Nadelankerreihen
Bemessungsmoment infolge der Lasten aus der Innenfüllung (aus EDV-Berechnung)	$M_{a,i}^b = 3,92kNm/m$

- 3.0 zulässiger Randabstand nach Gleichung 7.10  $r_v = 0,14 \cdot \ln(h) + 0,14 = 0,33m \geq r_{v,zul} = 0,30m$
  
- 4.0 Vernadelungsfläche nach Gleichung 7.8 und 7.9  $h_v = h - 2 \cdot r_v = 4,00 - 2 \cdot 0,33 = 3,34m$   
 $l_v = l - 2 \cdot r_h = 3,00 - 2 \cdot 0,30 = 2,40m$
  
- 5.0 vertikaler Nadelankerabstand nach Gleichung 7.12  $(n_{erf,v} + 1) \cdot 0,3 = (2 + 1) \cdot 0,3 = 0,90m < h_v$   
 $a_v = \frac{h_v}{(n_{erf,v}+1)} = \frac{3,34}{2+1} = 1,11m < 1,50m$
  
- 6.0 Überprüfung Faktor  $f_{a_v,r}$  nach Gleichung 7.14  $f_{a_v,r} = \frac{a_r+r_v}{t_a} = \frac{1,11+0,33}{0,3} = 4,80 \leq 10$
  
- 7.0 horizontaler Nadelankerabstand nach Gleichung 7.15  $a_v > 0,30m \rightarrow$   
 $a_h = a_v \cdot 1,20 = 1,11 \cdot 1,20 = 1,33m \leq 1,50m$
  
- 8.0 horizontale Nadelankeranzahl nach Gleichung 7.18  $n_{erf,h} = \frac{l_v}{a_h} + 1 = \frac{2,40}{1,33} + 1 \simeq 2,81m$   
 $\rightarrow 3$  Nadelanker horizontal
  
- Überprüfung  $a_h$   $l_v = a_h \cdot (n_{erf,h} - 1) = 1,33 \cdot (3 - 1) = 2,66m > l_v$
  
- Reduzierung von  $a_h$   $a_h = \frac{l_v}{(n_{erf,h}-1)} = \frac{2,40}{(3-1)} = 1,20m < 1,33m$

Die geometrische Anordnung des Nadelrasters erfolgt nach den Angaben in Kapitel 7.6, Abbildung 7.8. Die Vernadelung der Außenschalen mit den Angaben der Nadelankerabstände in vertikaler und horizontaler Richtung sowie der Nadelankeranzahl bezogen auf die Fläche der Außenschale ist in der Abbildung 8.4 dargestellt. Aus konstruktiven Gründen sowie durch vorhandene Schäden der mehrschaligen Mauerwerkswand müssen eventuell lokal weitere Nadelanker angeordnet werden.

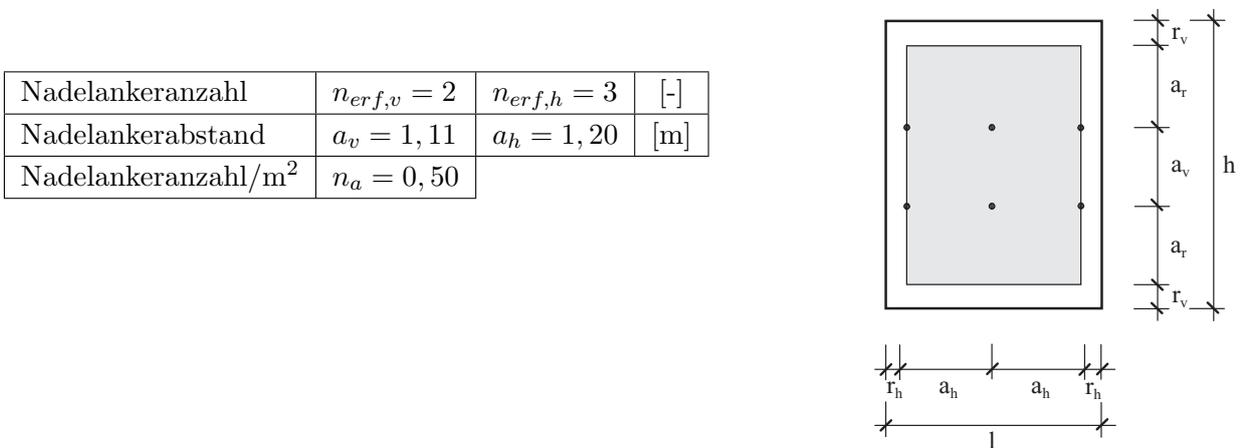


Abbildung 8.4: Anordnung der Nadelanker auf der Außenschale

Durch die Vernadelung der Außenschalen und die Erhöhung der vertikalen Lasten um den Wert der Differenzlast  $\delta q_{v,a}$ , ergibt sich eine Reduzierung der vorhandenen Exzentrizität der Außenschale  $e_a$  im Endzustand.

Nachweise	Biegemoment der Außenschale	$M_{a,ges}^{II} \simeq 6,75kNm/m$
	maßgebende Normalkraft	$N_{a,m}^{II} \simeq 87,00kN/m$
	planmäßige Exzentrizität	$e_a^{II} = \frac{6,75}{87,00} \cdot 100 \simeq 7,75 < \frac{t_a}{3} = 10,00cm$
	Exzentrizität der Außenschale infolge ungewollter Ausmitte (siehe Kapitel 3.3.1)	$f_1 = \frac{h'_s}{300} = \frac{1,11+0,33}{0,3} = \frac{1,44}{300} \cdot 100 = 0,48cm = f$
	Gesamtexzentrizität	$e_{ges} = e_a^{II} + f = 7,75 + 0,48 = 8,23cm < \frac{t_a}{3}$
		$c = \frac{t_a}{2} - e_{ges} = \frac{30}{2} - 8,23 = 6,77cm$
		$\sigma_m = \frac{2 \cdot N_{a,m}^{II}}{3 \cdot c \cdot b} \simeq 0,85MN/m^2$
	SFK 12, MG I	$\beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0 = 2,67 \cdot 0,80 \simeq 2,14MN/m^2$
		$\sigma_m = 0,85 \leq \frac{\beta_R}{2,00} = 1,07MN/m^2$

Zusätzlich ist für die Außenschale der Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Schubspannungen senkrecht zur Wandebene zu führen. Dieser wird hier nicht aufgeführt. Der Nachweis der Teilflächenpressung aus der horizontalen Einzellast aus dem Nadelanker auf den Verband der Außenschale ist hier nicht erforderlich. Die maximale horizontale Einzellast aus dem Nadelanker auf die Außenschale infolge der vertikalen Differenzlast  $\delta q_{v,a}$  und der Lasten aus der Innenfüllung beträgt  $f_{a,max} = 2,95kN$ .

Nach Kapitel 7.5 darf die Anzahl der Nadelanker in horizontaler Richtung  $a_h$  reduziert werden. Zunächst wird dies durch die Erhöhung des Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$  versucht.

R.1.0	Parameterbereich	$u_{x,vorh} = 8,00cm = \frac{h}{50}$ $\delta q_{v,a} = 0,10 < 1,00 \frac{N}{mm^2}$ → Reduzierungsvariante I (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5)
R.2.0	horizontale Lagerung in Scheibenrichtung	nicht vorhanden

R.3.0	Änderung des Nadelanker- durchmessers	$d_{na} = 16mm$ (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5) $\rightarrow f_{r(h)} = 1,20$
R.4.0	horizontaler Nadelankerab- stand nach Gleichung 7.21	$a_h^n = a_h \cdot f_{r(h)} = 1,20 \cdot 1,20 = 1,44m$
R.5.0	horizontale Nadelankeranzahl nach Gleichung 7.18	$n_{erf,h} = \frac{l_v}{a_h^n} + 1 = \frac{2,40}{1,44} + 1 = 2,6\bar{7}$ $\rightarrow 3$ Nadelanker horizontal

Eine Reduzierung der Nadelankeranzahl in horizontaler Richtung  $n_{erf,h}$  ist durch die Erhöhung des Nadelankerdurchmessers  $d_{na}$  nicht möglich.

Ist die Außenschale an den Wandenden in Scheibenrichtung horizontal gelagert, so kann zur Reduzierung der horizontalen Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  der Faktor  $f_{r_h} = 1,80$  zur Berechnung des zulässigen horizontalen Nadelankerabstandes  $a_h$  angesetzt werden, siehe Abbildung 7.5.

R.1.0	Parameterbereich	$u_{x,vorh} = 8,00 = \frac{h}{50}$ $\delta q_{v,a} = 0,10 < 1,00 \frac{N}{mm^2}$ $\rightarrow$ Reduzierungsvariante I (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5)
R.2.0	horizontale Lagerung in Scheibenrichtung	vorhanden
R.3.0	Änderung des Nadelanker- durchmessers	$d_{na} = 16mm$ (nach Abbildung 7.5 Kapitel 7.5) $\rightarrow f_{r(h)} = 1,80$
R.4.0	horizontaler Nadelankerab- stand nach Gleichung 7.21	$a_h^n = a_h \cdot f_{r(h)} \simeq 2,16m$
R.5.0	horizontale Nadelankeranzahl nach Gleichung 7.18	$n_{erf,h} = \frac{l_v}{a_h^n} + 1 = \frac{2,40}{2,16} + 1 = 2,11$ $\rightarrow 2$ Nadelanker horizontal

Durch die Lagerung der Außenschale an beiden Wandenden in horizontaler Richtung kann die horizontale Nadelankeranzahl  $n_{erf,h}$  reduziert werden.

Die Schnittgrößen bzw. die Biegespannungen der unvernadelten sowie vernadelten Außenschale sind in den Abbildungen 8.5 und 8.6 dargestellt.

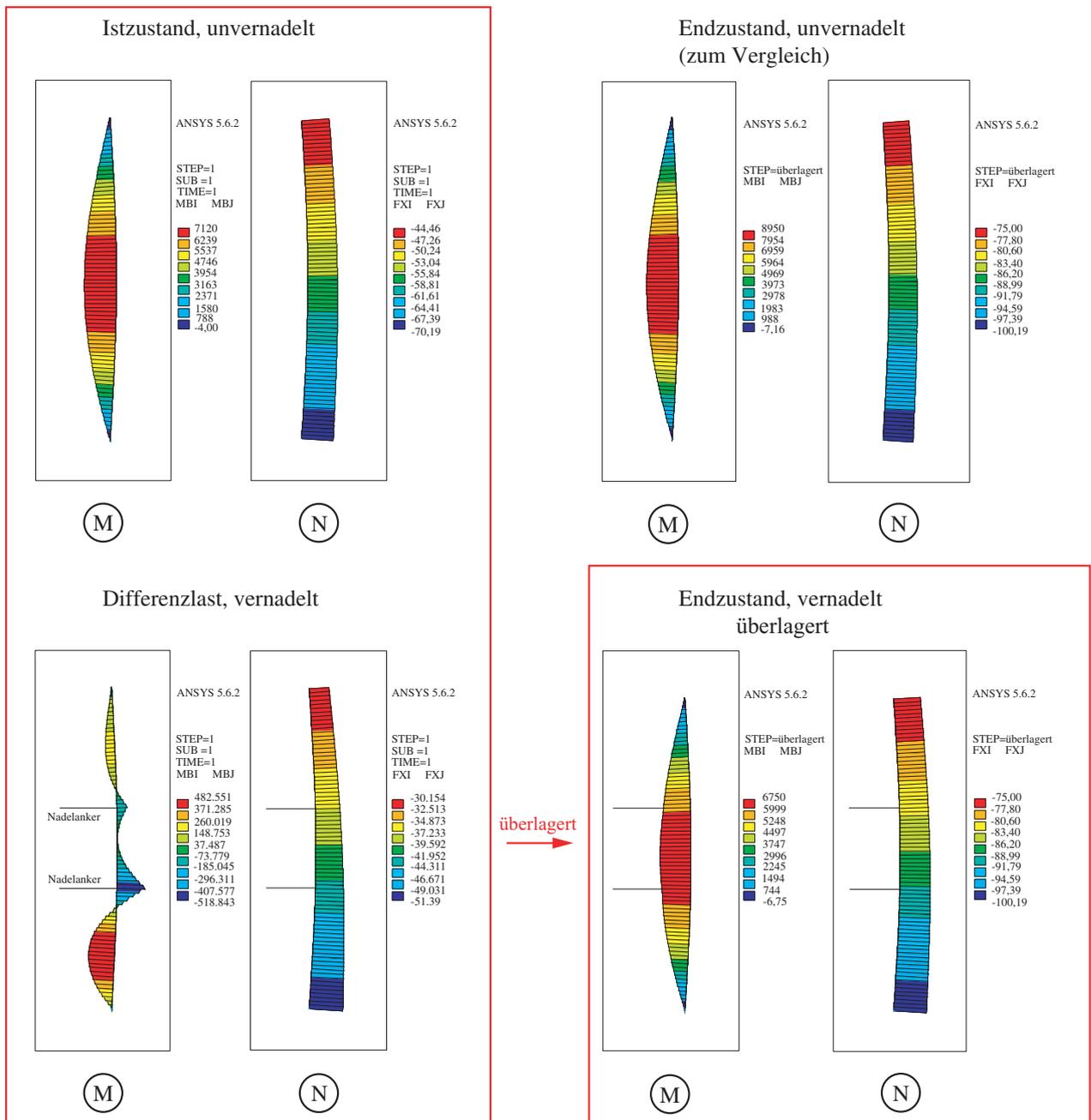


Abbildung 8.5: Schnittkraftverläufe der vernadelten Außenschale für den Istzustand, die Differenzlasten und den Endzustand

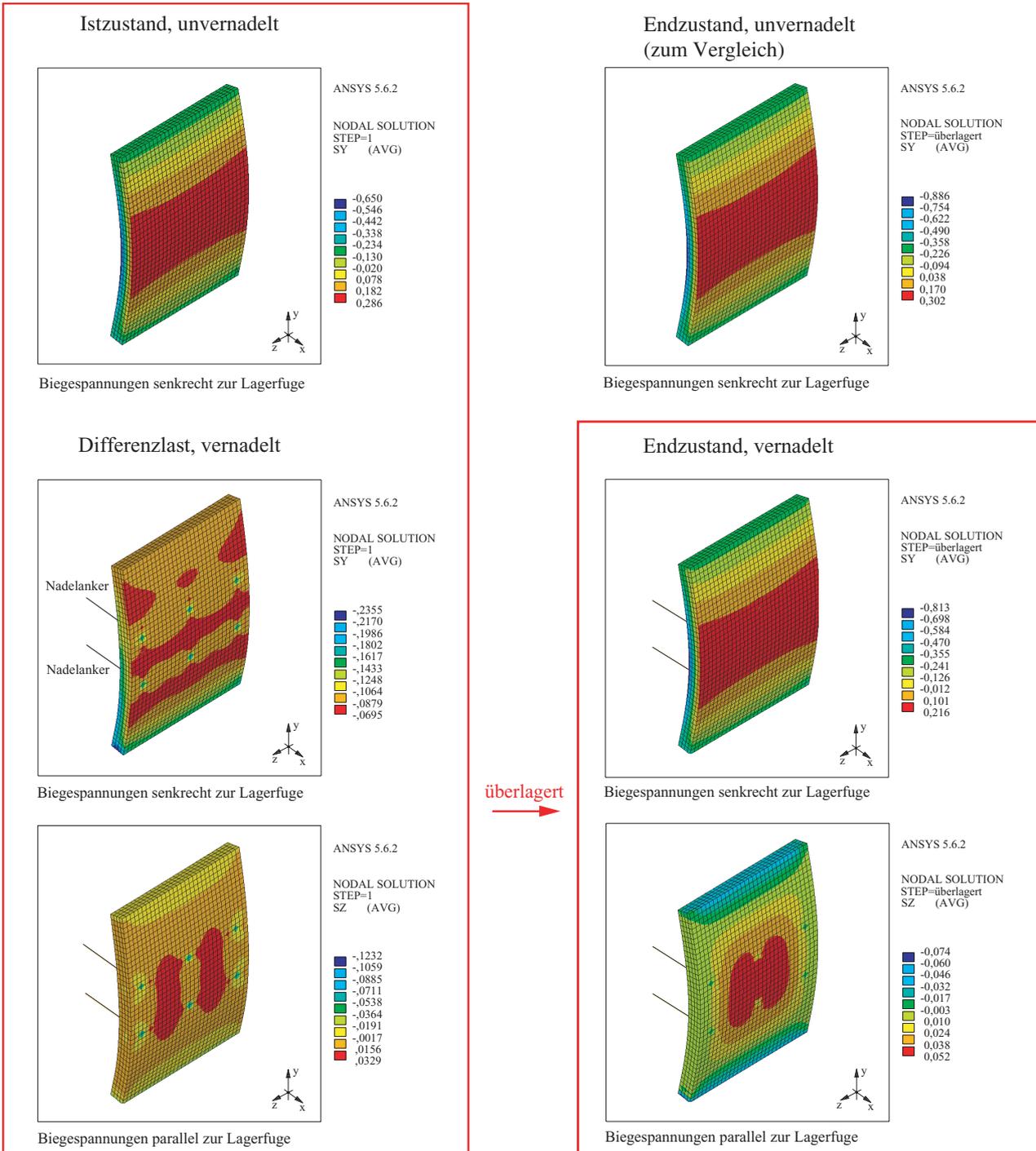


Abbildung 8.6: Biegespannungen in horizontaler und vertikaler Richtung der vernadelten Außenschale für den Lastfall der Differenzlasten  $\delta q_{v,a}$  und den Endzustand, bei vorhandener horizontaler Lagerung der Außenschale parallel zur Wandebene (Vergleich der Biegespannungen durch die Zahlenwerte und nicht durch die Farbverläufe)

## Kapitel 9

# Zusammenfassung und Ausblick

Zum Nachweis der Standsicherheit und der Tragfähigkeit einer mehrschaligen Mauerwerkswand ist die Beurteilung der Innenfüllung und die Kenntnis der konstruktiven Ausbildung der Fuge zwischen der Innenfüllung und den Außenschalen erforderlich. Informationen hierüber sind aufgrund der fehlenden Einsehbarkeit in das Gefüge und der aufwendigen Entnahme von Proben und ihrer begrenzten Aussagekraft meistens unzureichend.

Das Ziel dieser Arbeit war es, Lösungen zu finden, die die Standsicherheit einer mehrschaligen Mauerwerkswand trotzdem wirklichkeitsnah zu bestimmen und, falls erforderlich, ihre Tragfähigkeit zu erhöhen helfen. Dies sollte im wesentlichen durch Informationen über den baulichen Zustand und das Tragverhalten der Außenschalen möglich sein. Angaben zum Material und zum Gefügestand der Innenfüllung sollten zunächst weitgehend außer acht gelassen werden können. Als bauliche Maßnahme zur Erhöhung der Tragfähigkeit wurde die Quervernadelung der Außenschalen gewählt.

Zur Ermittlung der erforderlichen Anzahl der Nadelanker und deren geometrischer Anordnung wurden Berechnungen mit Hilfe der Finiten Elemente Methode durchgeführt. Zunächst wurde dabei ausschließlich die Außenschale der mehrschaligen Mauerwerkswand mit Finiten Elementen abgebildet. Danach fand auch die Innenfüllung Berücksichtigung.

Den Berechnungen der Außenschale lagen die folgenden Annahmen zugrunde:

- Die Außenschalen bestehen aus Ziegelmauerwerk (Läuferverband)
- linear-elastisches Materialverhalten der Außenschalen
- ebener Verformungszustand
- beide Außenschalen haben die gleichen geometrischen und mechanischen Eigenschaften
- keine Verzahnung zwischen den Außenschalen und der Innenfüllung

- Innenfüllung weich, besitzt ohne Außenschalen keine Standfestigkeit
- konstante Last auf der Mauerkrone
- Einhaltung vorgegebener geometrischer Randbedingungen zur Anordnung der Nadelanker

Der Berechnung wurde ein Optimierungsverfahren aus den Wirtschaftswissenschaften zugrunde gelegt, durch welches die Generierung der Nadelanker gesteuert wurde. Die Größe und der geometrische Verlauf der Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschale wurden nach der Silotheorie bestimmt.

Die Ergebnisse aus den Parameterstudien wurden mit Hilfe der multiplen Regressionsanalyse und der linearen Optimierung aus dem Bereich des Operation Research ausgewertet. In die Gleichungen zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl gehen ein:

- Querschnitt der mehrschaligen Mauerwerkswand
- vertikal angreifende Lasten
- Wichte der Innenfüllung
- Durchmesser des Nadelankers

Diese Parameter können mit einem geringen Aufwand durch Voruntersuchungen von dem planenden Ingenieur bestimmt werden.

Zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl in vertikaler Richtung stehen zwei Verfahren *V1* und *V2* zur Verfügung. Sie unterscheiden sich durch die in die Berechnung eingehenden Parameter. Im Verfahren *V1* wird davon ausgegangen, daß die Innenfüllung aus einem weichen Material besteht. Die Schnittgrößen der Außenschalen infolge der angreifenden Lasten aus der Innenfüllung werden dabei nicht berechnet. Das Verfahren *V1* stellt eine Grenzwertbetrachtung in Bezug auf den Gefügestand der Innenfüllung dar. Wird das Verfahren *V1* zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl angewendet, so ist eine Untersuchung der Innenfüllung nicht zwingend erforderlich. Im Gegensatz dazu werden im Verfahren *V2* der Zustand und eine vorhandene Tragfähigkeit der Innenfüllung sowie eine vorhandene vertikale Last am Wandkopf der Einzelschalen berücksichtigt. Jedoch sind für die Anwendung dieses Verfahrens genauere Untersuchungen der Innenfüllung notwendig.

Nachdem die erforderliche Nadelankeranzahl berechnet wurde, kann daraus das Nadelankerraster in Abhängigkeit von definierten Randbedingungen entwickelt und an die geometrischen Bedingungen der Wandkonstruktion angepaßt werden.

Die berechnete erforderliche Nadelankeranzahl kann durch die gezielte Veränderung einzelner Parameter oder durch Änderung des statischen Systems der Außenschalen reduziert werden. Dabei werden die Reduzierungsvarianten *R1* und *R2* unterschieden.

Mit dem hier entwickelten Berechnungsverfahren und den Angaben zur geometrischen Anordnung der Nadelanker ist es möglich, die Standsicherheit mehrschaliger gemauerter Wände nachzuprüfen und erforderlichenfalls eine Erhöhung der Tragfähigkeit der mehrschaligen Mauerwerkskonstruktion durch die Quervernadelung der Außenschalen nachzuweisen. Auf das gleichzeitige Injizieren der Innenfüllung kann dann verzichtet werden.

Zur Schärfung der Kenntnisse über die Tragwirkung der mehrschaligen Mauerwerkswand bei Quervernadelung der Außenschalen stehen für weitere wissenschaftliche Arbeiten die folgenden Punkte an:

- Modellhafte Beschreibung der Übertragungsmechanismen in der Fuge zwischen den Einzelschalen
- Entwicklung eines Modells zur Beschreibung des Tragverhaltens der Innenfüllung
- Weiterentwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Lasten aus der weichen Innenfüllung auf die Außenschalen
- Einfluß der geometrischen Anordnung des Rasters zur Reduzierung der Nadelankeranzahl, zum Beispiel durch kreuzweise Anordnung

# Literaturverzeichnis

- [1] ANSYS Benutzerhandbuch für Revision 5.0  
CAD-FEM GmbH, 1994
- [2] ANSYS User's Manual  
Revision 5.0, Houston, USA, 1992
- [3] ANSYS User's Manual  
Theory Volume IV, Revision 5.0, Houston, USA, 1992
- [4] Modeling and Meshing Guide  
Release 5.5, Canonsburg, PA 15317, USA, 1998
- [5] APDL Programmer's Guide  
Release 5.5, Canonsburg, PA 15317, USA, 1998
- [6] Arendt, C.  
Die Instandsetzung tragenden Mauerwerks, In: Bautenschutz + Bausanierung, Heft 12, S. 57-66,  
Berlin, 1989
- [7] Backes, W.  
Traglastprobleme im Mauerwerksbau, In: Bautechnik 71, Heft 6, S. 325-337, Verlag Ernst und  
Sohn, Berlin, 1994
- [8] Baker, L. R.  
Die Biegezugfestigkeit von Mauerwerkstafeln, In: Proceedings of the third International Brick  
Masonry Conference, Essen, Seite 378-383, Germany, 1973
- [9] Bartsch, J.  
Mathematische Formeln, 21. Auflage, Leipzig, 1986
- [10] Bergander, H.  
Mauerwerksberechnungen mit ANSYS am Beispiel der Planung des Wiederaufbaus der Frau-  
enkirche Dresden, 13. ANSYS Unser's Meeting 1995 in Bad Wildungen, CAD-FEM GmbH,  
Grafing, 1995
- [11] Berger, F.  
Zur nachträglichen Bestimmung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrücktem Ziegelmauerwerk,  
Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1986, Verlag Ernst und Sohn,  
Berlin

- [12] Berndt, E. ; Schöne, I.  
Tragfähigkeitsversuche an Natursteinmauerwerk aus sächsischem Sandstein zur Beurteilung historischer Konstruktionen, In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, S. 1449-1456, Birkhäuser Verlag Basel, 1991
- [13] Bierwirth, H.  
Dreiaxige Druckversuche an Mörtelproben aus Lagerfugen von Mauerwerk, Dissertation, Technische Universität München, 1995
- [14] Binda, L. ; Fontana, A. ; Anti, L.  
Load Transfer in Multiple Leaf Masonry Walls, In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, S. 1488-1497, Birkhäuser Verlag Basel, 1991
- [15] Buchwald, M.  
Erddruck bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung, In: Beton und Eisen, Heft II/III, S. 21-24, 1919
- [16] Brüggemann, B.  
Die Ermittlung der aufnehmbaren Kräfte von in das Mauerwerk eingebauten Nadelankern aus Betonstahl, Technische Universität Braunschweig, 1976
- [17] Culmann, Karl  
Die grafische Statik, 1. Auflage, Zürich 1864-66
- [18] Dijkers, D.C. ; Yokel, F.W.  
Strength of brick walls subject to axial compression and bending, In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference, Stokeon-Trent, Seite 125-132, England, 1970
- [19] DIN 488, Teil 1  
Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen, Ausgabe September 1984
- [20] DIN 488, Teil 2  
Betonstahl; Betonstabstahl, Maße und Gewichte, Ausgabe Juni 1984
- [21] DIN 488, Teil 3  
Betonstahl; Betonstabstahl, Prüfungen, Ausgabe Juni 1986
- [22] DIN ENV 10080  
Schweißgeeigneter Betonstahl B500, Ausgabe August 1995
- [23] DIN 1045  
Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988
- [24] DIN 1053, Teil 1, vereinfachtes Verfahren  
Mauerwerk; Berechnung und Ausführung, Ausgabe November 1996
- [25] DIN 1053, Teil 1, genaueres Verfahren  
Mauerwerk; Berechnung und Ausführung, Ausgabe November 1996

- [26] DIN 1055, Teil 6  
Lastannahmen für Bauten, Lasten in Silozellen, Ausgabe Mai 1987
- [27] DIN 1164, Teil 1  
Zement; Zusammensetzung, Anforderungen, Oktober 1994
- [28] DIN 4227  
Spannbeton
- [29] DIN 17440  
Nichtrostende Stähle; Gütevorschriften, Dezember 1972
- [30] DIN 18555, Teil 3  
Prüfung von Mörteln von mit mineralischen Bindemitteln; Festmörtel, Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte, Ausgabe September 1982
- [31] Domschke, W. Tabu Search - Eine intelligente Lösungsstrategie für komplexe Optimierungsprobleme, Schriften zur Quantitativen Betriebswirtschaftslehre, Technische Universität Darmstadt, Nummer 4/96, April 96
- [32] Domschke, W.  
Einführung in Operations Research, 3. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, 1995
- [33] Domschke, W., Drexl, A.  
Einführung in Operations Research, 4. Auflage, Berlin Springer-Verlag, Berlin, 1998
- [34] Domschke, W.  
Übungsbuch Operation Research, 2. Auflage, Berlin Springer-Verlag, Berlin, 1997
- [35] Dahmann, W.  
Untersuchungen zum Verbessern von mehrschaligem Mauerwerk durch Vernadeln und Injizieren, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1985
- [36] Davey, P. ; Thomas, H.R.  
The structural uses of brickwork. In: Structural and Building Paper No.24, Proc. Inst. Civil Eng., 1959
- [37] Debelius, V  
Zur Vernadelung von Mauerwerk mit neuen Materialien, In: Bautenschutz und Bausanierung, Heft 14, Berlin, S. 116, 1991
- [38] Dialer, C.  
Modellierung von Mauerwerk mittels Distinkter Elemente, In: Mauerwerkskalender 1993, Verlag Ernst und Sohn, Seite 621-626, 1993
- [39] Eckert, H.  
Altes Mauerwerk nach historischen Quellen, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1991, Verlag Ernst und Sohn, Berlin

- [40] Egermann, R.  
Tragverhalten mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen, Dissertation, Universität Karlsruhe, Heft 29, 1995
- [41] Ebner, B.  
Das Tragverhalten mehrschaligem Bruchsteinmauerwerk, Dissertation, Technische Universität Berlin, Heft 24, 1996
- [42] Empfehlungen für die Praxis  
Mauerwerk, Untersuchen und Instandsetzen durch Injizieren, Vernadeln und Vorspannen, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, 2000
- [43] Ehrenberg, A.S.C.  
Statistik oder der Umgang mit Daten; Eine praktische Einführung mit Übungen, VCH Verlagsgesellschaft, 1. Auflage, Weinheim 1986
- [44] ENV 1996-1-1  
Eurocode 6, Teil 1-1, Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Juni 1995
- [45] Faella, G. ; Manfredi, G. ; Realfonzo, R.  
Experimental Evaluation of mechanical Properties of old tuff masonry subjected to axial loading, In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, S. 172 -179, 1991
- [46] Faoro, M.  
Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich der Endverankerungen und Rissen im Beton, Dissertation 1998, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, IWB-Mitteilungen 1988/1
- [47] Faoro, M.  
Über die Ertüchtigung von Mauerwerken mit Hilfe vorgespannter Nägel aus nichtkorrosiven Glasfaserverbundmaterial, In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, S. 1531-1538, 1991
- [48] Franke, L. ; Bentrup, H. ; Fricke, R.  
Tragfähigkeitserhöhung von Mauerwerk durch Injektion, In: Bautenschutz + Bausanierung, Heft 15, S. 21-25, Berlin, 1992
- [49] Franke, L. ; Goretzky, W.  
Nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Mörtel in Mauerwerk unter Verwendung eines modifizierten multilinear elasticity-Ansatzes, In: 13. CAD-FEM USERS' MEETING, Bad Wildungen, 1995
- [50] Fudge, C. ; Bright, N. ; Phil, M. ; Ohler, A.  
Zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk, insbesondere im Hinblick auf die europäische Normung (EC6), In: 15. Jahrgang, Mauerwerk-Kalender, S. 513-523, Berlin 1990

- [51] Furler, R.  
Tragverhalten von Mauerwerkswänden unter Druck und Biegung, Institut für Baustatik und Konstruktion, Dissertation, ETH Zürich, Bericht Nr. 109, Birkhäuser Verlag Basel, 1981
- [52] Ganz, H.R.  
Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub, Institut für Baustatik und Konstruktion, Dissertation, ETH Zürich, Bericht Nr. 148, Birkhäuser Verlag Basel, 1985
- [53] Gigla, B.  
Verbundfestigkeit von Verpressankern im Mauerwerk, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1999
- [54] Grundbautaschenbuch, Verlag Ernst und Sohn, Band I, Berlin, 1955
- [55] Gudehus, G.  
Erddruckermittlung, In: 83. Jahrgang, Mauerwerk-Kalender, S. 452-486, Berlin 1994
- [56] Gunkler, E.  
Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993
- [57] Haberland, D., Debelius, V.  
Untersuchungen zur Sicherung von historischem Mauerwerk durch Vernadelung, Beiträge zum 20. Forschungskolloquium, Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 1988
- [58] Haberland, D.  
Sicherungsmaßnahmen mit vorgespannten Glasfaserverbundstäben, In: Bautenschutz + Bausanierung, Heft 7, S. 20-23, Berlin, 1991
- [59] Haller, J.  
Untersuchungen zum Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1982
- [60] Hammer, P.L.  
Annals of Operations Research; Volume 41 No.1-4, J.C. Baltzer AG, Science Publishers, Basel, 1986
- [61] Hauer, M  
Untersuchung der räumlichen Windlastabtragung durch gemauerte Kreuzgewölbe im Langhaus von Basiliken, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1996
- [62] Hempel, R.  
Untersuchungen über Treiberscheinungen beim Injizieren von Zementmörtel in historisches Gipsmauerwerk und über die Tragfähigkeit von kurz verankerter Stahlnadeln, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986
- [63] Hendry, A.W.  
Structural Masonry, Second Edition, Edinburgh, 1997

- [64] Hendry, A.W. ; Sinah, B.P.  
Full scale tests on the lateral strength of brick walls with precompression,  
In: Proc. 4thSymposium on load-bearing brickwork, London, 1971
- [65] Hilsdorf, H.K.  
Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit, Materialprüfungsamt für das  
Bauwesen der Technischen Hochschule München, Bericht Nr. 40, 1965
- [66] Hilsdorf, H.K.  
Investigation into the failure mechanisms of brick masonry loaded in axial compression, In:  
Designing, Engineering and Construction with Masonry Products, ed F.B. Johnson, Houston,  
pp.34-41, 1969
- [67] Hummel, A.  
Versuche an Mörteln für freistehende Schornsteine, In: Bericht über die Versuche des ibac der  
RWTH Aachen, 1952 und1953
- [68] Ignatakis, C. ; Stavrakakis, E. ; Penelis, G.  
Analytical Model for Masonry using the Finite Element Method, In: Structural Repair and  
Maintenance of Historical Buildings, Computational Mechanics Publications, S. 511-523, 1989
- [69] Jagfeld, M.  
Tragverhalten und statische Berechnung gemauerter Gewölbe bei großen Auflagerverschiebun-  
gen, Dissertation, Technische Universität München, 2000
- [70] Janssen, H.A.  
Versuche über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 39 (1895),  
Nr. 35, S. 1045
- [71] Kahle, M.  
Verfahren zur Erkundung des Gefügestandes von Mauerwerk, insbesondere an historischen  
Bauten, Dissertation, Universität Karlsruhe, Heft 28, 1994
- [72] Keppner  
Erddruck auf Parallelfügel, In: Die Bautechnik 1925, S. 605-606
- [73] Kessler, H.-G.  
Grenzen der Schubtragfähigkeit von Mauerwerk, In: Proceedings of the 9th International  
Brick/Block Masonry Conference, Berlin, S. 790-799, 1991
- [74] Kézdi, A.  
Erddrucktheorien, Springer-Verlag, Budapest, 1961
- [75] Khoo, C.L. ; Hendry, A.W.  
A failure Criterion for Brickwork in Axial Compression, In: Proceedings of the 3th International  
Brick/Block Masonry Conference, Essen, S. 139-145, 1973
- [76] Kirtschig, K.  
Europäische Mauerwerksnormung, Stand - Hintergründe - Vergleich mit DIN 1053, In: Mauer-  
werkskalender 1994, Verlag Ernst und Sohn, Seite 629-656, 1994

- [77] Koenen, M.  
Berechnung des Seiten- und Bodendrucks in Silozellen, Centralblatt der Bauverwaltung, Seite 446, 1896
- [78] Künzi, H-P. ; Tzschach, H.G. ; Zehnder, C.A.  
Numerische Methoden der mathematischen Optimierung mit ALGOL- und FORTRAN Programmen, B.G.Teubner Verlag Stuttgart, 1967
- [79] Leonhardt, F.  
Vorlesungen über Massivbau, Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, Dritte Auflage, Springer Verlag Berlin, 1984
- [80] Leonhardt, F.  
Vorlesungen über Massivbau, Teil 2, Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau, Dritte Auflage, Springer Verlag Berlin, 1986
- [81] Maier, J.  
Handbuch Historisches Mauerwerk, Untersuchungsmethoden und Instandsetzungsverfahren, Birkhäuser Verlag, 2002
- [82] Mann, W.  
Grundlagen für die ingenieurmäßige Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren, In: Mauerwerkskalender 1995 , Verlag Ernst und Sohn, Seite 21-55, 1995
- [83] Mann, W. ; Bernhardt, G.  
Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig gespannten, gemauerten Kellerwänden auf Erd- druck, In: Mauerwerkskalender 1982, Verlag Ernst und Sohn, Seite 1-15, 1982
- [84] Mann, W. ; Müller, H.  
Nachrechnung der Wandversuche mit erweitertem Schubbruchmodul unter Berücksichtigung der Spannungen in den Stoßfugen, Anlage 2 zum Forschungsvorhaben T 2233 "Untersuchung zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung", Technische Hochschule Darmstadt, IRB-Verlag Stuttgart, 1986
- [85] Mann, W. ; Müller, H.  
Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzung für das Entfallen des Wind- nachweises, In: Mauerwerkskalender 1985, Verlag Ernst und Sohn, Seite 95-114, 1985
- [86] Mann, W.  
Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk - theoretische Grundlagen und Vergleich mit Ver- suchsergebnissen, In: Mauerwerkskalender 1992 , Verlag Ernst und Sohn, Seite 601-607, 1992
- [87] Mann, W.  
Grundlagen für die ingenieurmäßige Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053 Teil 1 genaueres Verfahren, In: Mauerwerkskalender 1995 , Verlag Ernst und Sohn, Seite 21-55, 1995
- [88] Mark, R.  
Vom Fundament zum Deckengewölbe, Großbauten und ihre Konstruktion von der Antike bis zur Renaissance, Birkhäuser Verlag, Berlin, 1995

- [89] Maus, H.  
Injiziertes und bewehrtes altes Mauerwerk, Dissertation, Universität Karlsruhe, Heft 32, 1995
- [90] Maydl, P.  
Zerstörungssarmes Verfahren zur Prüfung von Mauerwerk, "Zur Anwendung der Flat-Jack-Methode für Ziegelmauerwerk", Schlußbericht zum Forschungsvorhaben F 1185 des Bundesministeriums für wirtschaftliche Angelegenheiten, HTU-Wirtschaftsbetriebe, Wien, 1990
- [91] Metzner, T.  
Beitrag zur Erddruckermittlung bei Stützwänden mit begrenzter Hinterfüllung, Dissertation, Technische Hochschule Wismar, 1990
- [92] Minnich, H. ; Stöhr, G.  
Analytische Lösung des zeichnerischen Culmann Verfahrens zur Ermittlung des aktiven Erddrucks nach der "G-Methode", In: Die Bautechnik, Heft 8, Verlag Ernst und Sohn, 1981
- [93] Mojsilović, N.  
Zum Tragverhalten von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 216, Birkhäuser Verlag Basel, 1995
- [94] Müller, G. ; Groth, C.  
FEM für Praktiker, Die Methode der Finiten Elementemit dem FE-Programm ANSYS, 4. Auflage, Renningen-Malmsheim 1997, Expert Verlag
- [95] Müller, H.  
Untersuchung zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1974
- [96] Nietzold, A.  
Vorspannen ohne Verbund im Mauerwerk historischer Bauten, Dissertation, Universität Karlsruhe, Heft 39, 2001
- [97] Neuwald-Burg, C. ; Sabha, A. ; Vogt, L.  
Mehrschaliges Mauerwerk mit lockerem Kern, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1993, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [98] Neuwald-Burg, C.  
Erhalten mehrschaligen Mauerwerks, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, In: Berbau und Denkmal 2, Erhaltung und Sicherung von Gründung und Mauerwerk, Arbeitsheft 13, Karlsruhe, 1995
- [99] Neuwald-Burg, C.  
Zentrifugentests zum Tragverhalten mehrschaligen Mauerwerks, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1997/1998, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [100] Nordmann, H.  
Lineare Optimierung- ein Rezeptbuch, 21. Auflage, Wiesbaden 1996, Quelle und Meyer

- [101] Otto, Th.  
Travelling Salesmann - eine neue Startegie für eine alte Aufgabe; c't 1/94, Heise Verlag, S.188-194
- [102] Patitz, G.  
Erkundung mehrschaligen Mauerwerks mit mechanischen Wellen, Dissertation, Universität Karlsruhe, Heft 35, 1998
- [103] Pieper, K.  
Sicherung historischer Bauten, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, S. 88, 1983
- [104] Pieper, K. ; Hempel, R.  
Schäden und Sicherungsmaßnahmen an Bauten mit Gipsmörtel, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1987, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [105] Pieper, K. ; Trautsch, W.  
Schubversuche an Mauern, In: Ziegelindustrie Heft 1, S. 11-13, 1971
- [106] Probst, P.  
Ein Beitrag zum Bruchmechanismus von zentrisch gedrücktem Mauerwerk, Dissertation, Technische Universität München, 1979
- [107] Reeh, H. ; Mathias, B.  
Bemessung im Mauerwerksbau, In: Der Ingenieurbau - Bemessung, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1998
- [108] Rehm, G.  
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DafStB., Heft 138, Berlin, Verlag Ernst und Sohn, 1961
- [109] Reimbert, A. ; Reimbert, C.  
Silos - Berechnung, Betrieb und Ausführung, Wiesbaden - Berlin, Bauverlag GMBH, 1975
- [110] Ruffert, G.  
Die konstruktive Sanierung von Baudenkmälern, In: Bautechnik, Heft 7, Verlag Ernst und Sohn, S. 382-389, 1994
- [111] Sabha, A. ; Schöne, I.  
Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Elbesandstein, In: Bautechnik 71, Heft 3, S. 161-166, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1994
- [112] Sabha, A. ; Weigert, A.  
Einfluß der Steinhöhe auf das Tragverhalten einschaligen Mauerwerks, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1995, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [113] Sahlin, S.  
Design methods for walls with special reference to the loadcarring capacity, In: Royal Inst. of Technology, Report No. 34, Stockholm, 1966

- [114] Schnackers, P.J.H.  
Mauerwerk und seine Berechnung, Dissertation, RWTH Aachen, 1973
- [115] Schopen, M.; Zelaß, M.  
Skript zur linearen Programmierung mit Anwendungen
- [116] Schöner, W.  
Zur Biegetragfähigkeit von Mauerwerk unter Berücksichtigung axialer Auflasten, Dissertation, Technische Universität Hannover, 1978
- [117] Stiglat, K.  
Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Sandstein, In: Bautechnik Heft 2 und 3 , Seite 51-59 bzw. 94-100, 1984
- [118] Schulenberg, W.  
Theoretische Untersuchungen von zentrisch gedrücktem Mauerwerk aus künstlichen Steinen unter besonderer Berücksichtigung der Qualität der Lagerfugen, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1982
- [119] Schwartz, J.  
Bemessung von Mauerwerkswänden und Stahlbetonstützen unter Normalkraft, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 174, Birkhäuser Verlag Basel, 1995
- [120] Schwartz, J ; Schwegler, G ; Zimmerli, B.  
Mauerwerk - Bemessung und Konstruktion, Birkhäuser Verlag, Basel, 1999
- [121] Schwarze, J.  
Grundlagen der Statistik I, Beschreibende Verfahren, 8. Auflage, Herne, Berlin 1998
- [122] Stiesch, G.  
Überlegungen zur Bohrtechnik für das Verpressen, Vernadeln und Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1988, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [123] Terzaghi, K. ; Jelinek, R.  
Theoretische Bodenmechanik, Springer-Verlag, Berlin, 1954
- [124] Tonn, V.  
Ein Beitrag zum Tragverhalten zweiachsig gespannten gemauerten Wänden unter gleichzeitig wirkender horizontaler und vertikaler Belastung, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1992
- [125] Turkstra, C. ; Ojinaga, J.  
The Moment Magnifier Method Applied to Brick Walls, In: Proceedings of the fourth International Brick Masonry Conference, Paper 4.b.3, Brugge, 1976
- [126] Ullrich, M.  
Statusbericht über Forschungsarbeiten zur ingenieurmäßigen Sicherung von historischem Mauerwerk durch Verpressen, Vernadeln und Vorspannen, In: Bautenschutz + Bausanierung Heft 12, Seite 19-27, 1989

- [127] Vratsanou, V.  
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1992
- [128] Wallasch, S.  
Instandsetzung von Ziegelmauerwerk, Deutsche Verlags-Anstalt, Stuttgart, 1999
- [129] Warnecke, P.  
Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Heft 114, 1995
- [130] Wenzel, F.  
Untersuchungen über die Druckverhältnisse in Silozellen, Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963
- [131] Wenzel, F.  
Verpressen, Vernadeln und Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1987, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- [132] Wenzel, F. ; Maus, H.  
Nachuntersuchungen an ingenieurmäßig sanierten Mauerwerksbauten, Erster Zwischenbericht, Sonderdruck, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Seite 217, 1986
- [133] Willam, K.J. ; Warnke, E.D.  
Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete, In: Proceedings: International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19 Ismes, Bergamo, Italy, Page. 174, 1975
- [134] Winkler, E.  
Neue Theorie des Erddrucks nebst einer Geschichte der Theorie des Erddruckes und der hierfür angestellten Versuche, R. V. Waldheim Verlag Wien, 1872
- [135] Zimmermann, G.  
Entwicklung eines Optimierungsprozesses zur minimal erforderlichen Anordnung von Nadelankern unter Berücksichtigung unterschiedlicher Randbedingungen, Diplomarbeit, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe, 1999
- [136] Zimmermann, G.  
Rechnergestützte Ermittlung der zulässigen Zugkraft eines in Ziegelmauerwerk eingebauten Nadelankers mit Hilfe der Finiten Elemente Methode, Vertieferarbeit, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe, 1999

# Bezeichnungen

Dieses Verzeichnis enthält die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Symbole und ihre Definitionen.

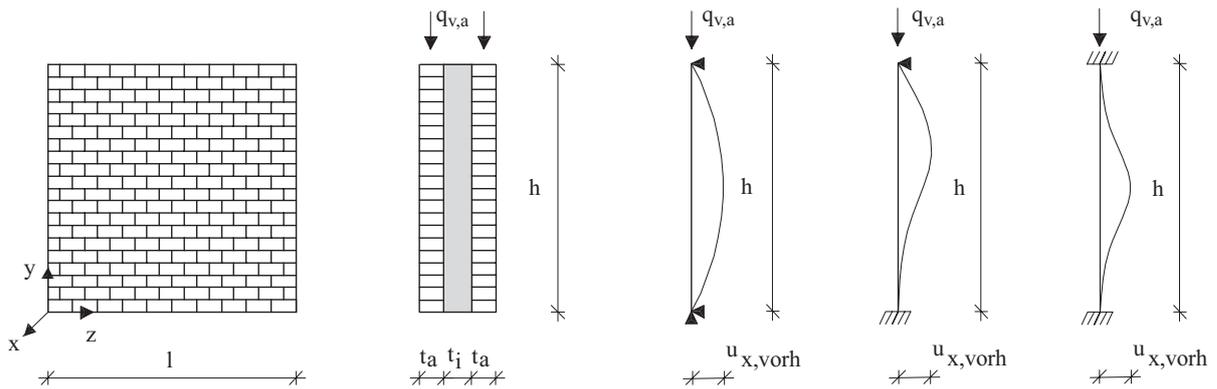
## Parameter zur Beschreibung der Materialkennwerte

<b>Symbol</b>	<b>Bedeutung</b>
$f_w$	Mauerwerksdruckfestigkeit
$f_{w,0}$	Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit
$f_k$	charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Eurocode 6 [44]
$f_{m\ddot{o}}$	Mörteldruckfestigkeit
$f_{st}$	Steindruckfestigkeit
$f_{z,st}$	Steinzugfestigkeit
$f_{b,\perp}$	Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
$f_{b,\parallel}$	Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge
$f_{hz}$	Haftzugfestigkeit
$f_a$	Scherfestigkeit zwischen Stein und Mörtel
$f_{rhs}$	Rechenwert der Haftscherfestigkeit
$f_{rhs,red}$	reduzierter Rechenwert der Haftscherfestigkeit
$\tau_{max}$	maximal vorhandene Schubspannung im Mauerwerksquerschnitt
$\tau_{vorh}$	vorhandene Schubspannung im überdrückten Querschnitt
$\tau_r$	rechnerischer Grenzwert der Schubspannung im Bruchzustand
$\mu$	Reibungsbeiwerte
$\mu_{red}$	abgeminderter Reibungsbeiwert
$\sigma_{ohs}$	zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit
$\sigma_{dm}$	mittlere zugehörige Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge im ungerissenen Querschnitt
$M_\tau$	Torsionsmoment
$E_a$	Elastizitätsmodul der Außenschale
$E_i$	Elastizitätsmodul der Innenfüllung
$EI_a$	Biegesteifigkeit der Außenschale im ungerissenen Zustand
$EI_a^{red}$	Biegesteifigkeit der Außenschale für den gerissenen Zustand
$E_s$	Sekantenmodul

$E_{na}$	Elastizitätsmodul des Nadelankers aus Betonstahl
$EA_n$	Dehnsteifigkeit des Nadelankers
$\nu_a$	Querdehnzahl der Außenschale
$\nu_i$	Querdehnzahl der Innenfüllung
$f$	zusätzliche Exzentrizität nach dem genaueren Verfahren DIN 1053 Teil 1 [25]
$f_1$	ungewollte Ausmitte nach dem genaueren Verfahren DIN 1053 Teil 1 [25]
$f_2$	Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung nach dem genaueren Verfahren DIN 1053 Teil 1 [25]
$\bar{\lambda}$	bezogene Schlankheit der Wand
$m$	bezogene Lastausmitte
$\varphi$	Kriechbeiwert
$P_T$	Traglast
$P_0$	Bruchlast
$\eta$	Verhältnis der Traglast $P_T$ zu der Bruchlast $P_0$

**Parameter zur Beschreibung der Geometrie**

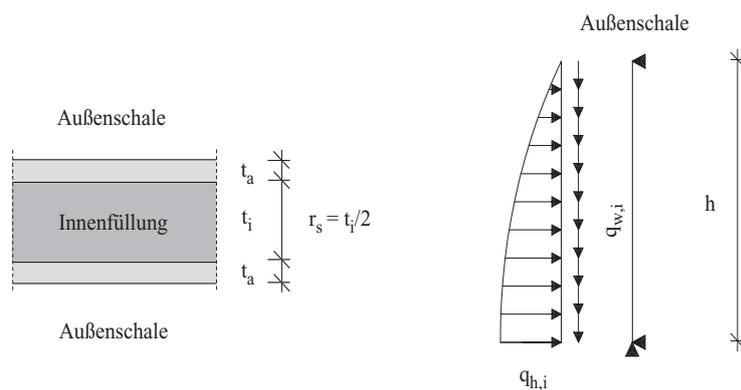
<b>Symbol</b>	<b>Bedeutung</b>
$h_{st}$	Höhe des Steins
$b_{st}$	Breite des Steins
$l_{st}$	Länge des Steins
$d_m$	Dicke der Lagerfuge
$h_{mö}$	Höhe der Lagerfuge
$d_f$	Durchmesser Fugenbohrkern
$ü$	Überbindelänge der Mauersteine
$h$	Höhe der mehrschaligen Mauerwerkswand
$h_k$	Knicklänge der Außenschale
$\beta$	Knicklängenbeiwert
$h_s$	lichte Geschoßhöhe
$\lambda_a$	Schlankheit der Außenschale
$l$	Länge der mehrschaligen Mauerwerkswand
$t_a$	Dicke der Außenschale
$t_i$	Dicke der Innenfüllung
$t_{ges}$	Gesamtdicke der mehrschaligen Mauerwerkswand
$f_{t_a,t_i}$	Faktor zur Berechnung der Dicke der Innenfüllung $t_i$ in Abhängigkeit von der Dicke der Außenschale $t_a$
$u_{x,vorh}$	vorhandene Verformung/Ausbauchung der Außenschale in x-Richtung
$f_{a,u_x}$	Quotient zur Berechnung der vorhandenen Vorverformung der Außenschale



x - Richtung                      senkrecht zur Wandebene  
 z - Richtung                      parallel zur Wandebene

### Parameter zur Beschreibung der Lasten nach der Silotheorie

Symbol	Bedeutung
$q_h$	Horizontallast nach der Silotheorie
$q_v$	Vertikallast nach der Silotheorie
$q_w$	Wandreibungslast
$r_s$	Siloradius
$A$	innere Siloquerschnittsfläche
$U$	innerer Siloumfang
$\gamma_a$	spezifisches Gewicht der Außenschale
$\gamma_i$	spezifisches Gewicht der Innenfüllung
$\delta$	Wandreibungswinkel
$\lambda$	Horizontaldruckverhältnis
$\mu$	Wandreibungsbeiwert
$q_{h,i}$	horizontale Last auf die Innenfüllung nach der Silotheorie
$q_{w,i}$	vertikale Last auf die Innenfüllung nach der Silotheorie
$q_h^{r_i}$	horizontale Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen in Abhängigkeit von der Resttragfähigkeit der Innenfüllung
$q_w^{r_i}$	vertikale Lasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen in Abhängigkeit von der Resttragfähigkeit der Innenfüllung
$q_{h,i}^T$	horizontale Last auf die Innenfüllung nach der Silotheorie unter Berücksichtigung des Ansatzes von Terzaghi
$q_{w,i}^T$	vertikale Last auf die Innenfüllung nach der Silotheorie unter Berücksichtigung des Ansatzes von Terzaghi
$\eta_i$	Faktor zum Abmindern der Silolasten nach der Silotheorie
$\eta_{i,E}$	Faktor zur Abminderung der Silolasten in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli $E_a/E_i$



### Parameter für den Algorithmus zur Ermittlung der erforderlichen Nadelankeranzahl

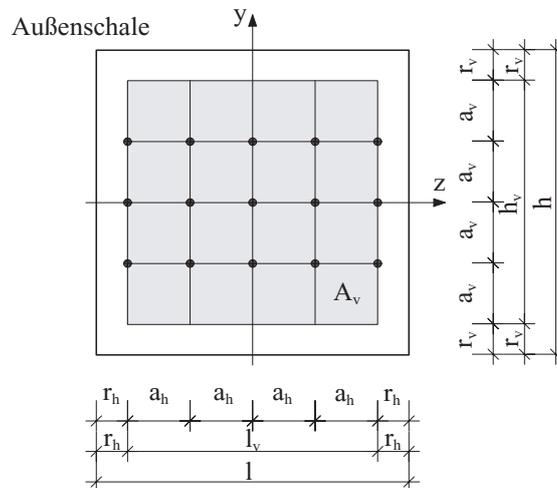
Symbol	Bedeutung
$\delta u_{x,zul}$	Differenzverformung der Außenschale
$u_{x(i)neu}$	resultierende Verformung der Außenschale in x-Richtung
$u_{x(i)}^s$	Wert für die Verformung der Knoten in x-Richtung
$f_{x,v(i)}^s$	Verhältniswert für die Verformung des Knotens $i$ zur maximal vorhandenen Verformung des Stabwerkmodells in x-Richtung
$u_{x,max}^s$	maximal vorhandene Verformung des Stabwerkmodells in x-Richtung
$n(i)$	Knoten zur Generierung eines Nadelankers
$n_j$	Partnerknoten zur Generierung eines Nadelankers
$p_{n(i)}$	Koordinaten
$\sigma_{y(i)vorh}$	vorhandene Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge
$\sigma_{yzul}$	zulässige Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge
$\sigma_{y(i)vorh}$	vorhandene Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge
$\sigma_{z(i)zul}$	zulässige Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge
$e_y$	Größe des Finiten Elementes in vertikaler Richtung
$e_z$	Größe des Finiten Elementes in horizontaler Richtung
$e_{min}$	geometrische Abhängigkeit von Knoten zu Knoten
$n_e$	Elementfaktor
$V$	Volumen der Durchbiegung

### Parameter für die Auswertung der Ergebnisse

Symbol	Bedeutung
$B^2$	Bestimmtheitsmaß
$r$	Korrelationskoeffizient
$s$	Standardabweichung
$\delta n_{erf,1}$	Residuen, Differenz zwischen den beobachteten Werten der abhängigen Variablen und errechneten Vorhersagewerten
$c$	Konstante in der Regressionsgleichung
$\beta_i$	Regressionskoeffizient
$V1/V2$	Verfahren in Abhängigkeit von den in die Regressionsgleichung eingehenden Parametern
$a/b$	Beschreibung des Unterbereiches

**Parameter zum Vernadeln der Außenschalen**

<b>Symbol</b>	<b>Bedeutung</b>
$n_{erf,h}$	erforderliche Anzahl der Nadelanker in horizontaler Richtung
$n_{erf,v}$	erforderliche Anzahl der Nadelanker in vertikaler Richtung
$\beta_i$	Koeffizient für die Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl
$n_a$	Nadelankeranzahl bezogen auf die Fläche der Außenschale
$N_r$	resultierende Nadelankeranzahl der Außenschale
$A_v$	zulässige Vernadelungsfläche der Außenschale
$h_v$	Höhe der zulässigen Vernadelungsfläche der Außenschale
$l_v$	Länge der zulässigen Vernadelungsfläche der Außenschale
$a_h$	horizontaler Abstand der Nadelanker
$a_v$	vertikaler Abstand der Nadelanker
$r_h$	horizontaler Randabstand der Nadelanker
$r_v$	vertikaler Randabstand der Nadelanker
$d_{na}$	Durchmesser des Nadelankers
$f_{a_{zul}}$	zulässige Nadelankerkraft
$f_{a_{max}}$	maximal vorhandene Nadelankerkraft
$f_{a_{v,r}}$	Verhältnis aus dem Abstand der Nadelankerreihen bis zum Rand der Außenschale $a_{v,r}$ und der Dicke der Außenschale $t_a$
$f_{d(h)}$	Faktor zur Erhöhung des horizontalen Nadelankerabstandes $a_h$ in Abhängigkeit von dem gewählten Nadelankerdurchmesser $d_{na}$
$f_{s(h)}$	Faktor zur Erhöhung des horizontalen Nadelankerabstandes $a_h$ in Abhängigkeit von der statischen Lagerung der Außenschale
$f'_{r(h)}$	Faktor zur Erhöhung des horizontalen Nadelankerabstandes $a_h$ in Abhängigkeit von der zulässigen Nadelankerkraft $f_a$ und der Lagerung der Außenschale in z-Richtung
$f_{r(h)}$	resultierender Faktor zur Reduzierung der horizontalen Nadelankeranzahl $n_{erf,h}$



**Parameter zur Berechnung der erforderlichen Nadelankeranzahl**

<b>Symbol</b>	<b>Bedeutung</b>
$e$	Exzentrizität allgemein
$e_a$	planmäßige Exzentrizität zur Einteilung der Bereiche
$e_a^I$	Exzentrizität der Außenschale für den Istzustand
$e_a^{II}$	Exzentrizität der Außenschale für den Endzustand
$e_{a,g}^{II}$	Exzentrizität der Außenschale für den Lastfall Eigengewicht, im Endzustand
$e_{a,p}^{II}$	Exzentrizität der Außenschale für den Lastfall Verkehrslast, im Endzustand
$e_a^g$	Grenzwert der Exzentrizität der Außenschale zur Notwendigkeit der Vernadelung der Außenschalen
$\delta e_a$	Differenz der vorhandenen zur zulässigen Exzentrizität
$q_v$	vertikale Last auf die Außenschale und die Innenfüllung siehe Kapitel 5.2.3 Abbildung 5.22
$q_{v,a}^I$	vertikale Last auf die Außenschalen, im Istzustand
$\delta q_{v,a}$	vertikale Differenzlast auf die Außenschalen
$q_{v,a}^{II}$	vertikale Gesamtlast auf die Außenschalen, im Endzustand
$q_{h,i}^I$	horizontale Last auf die Innenfüllung nach der Silotheorie, im Istzustand
$\delta q_{h,i}$	horizontale Differenzlast auf die Innenfüllung nach der Silotheorie
$q_{h,i}^{II}$	horizontale Gesamtlast auf die Innenfüllung nach der Silotheorie, im Endzustand
$q_{w,i}^I$	vertikale Last auf die Innenfüllung nach der Silotheorie, im Istzustand
$\delta q_{w,i}$	vertikale Differenzlast auf die Innenfüllung nach der Silotheorie
$q_{w,i}^{II}$	vertikale Gesamtlast auf die Innenfüllung nach der Silotheorie, im Endzustand
$\delta q_{v,a,g}$	vertikale Differenzlast auf die Außenschalen für den Lastfall Eigengewicht im Endzustand
$\delta q_{h,i,g}$	horizontale Differenzlast aus der Innenfüllung auf die Außenschalen für den Lastfall Eigengewicht, im Endzustand
$\delta q_{w,i,g}$	vertikale Differenzlast aus der Innenfüllung auf die Außenschalen für den Lastfall Eigengewicht, im Endzustand
$M_{a,v}^I$	Gesamtmoment der Außenschale infolge der vertikalen Last, im Istzustand
$M_{a,ges}^I$	Gesamtmoment der Außenschale, im Istzustand
$M_{a,v}^{II}$	Gesamtmoment der Außenschale infolge der vertikalen Last, Endzustand
$M_{a,ges}^{II}$	Gesamtmoment der Außenschale, im Endzustand
$M_{a,v}^b$	Bemessungsmoment der Außenschalen infolge der vertikalen Last auf die Außenschale
$M_{a,i}^b$	Bemessungsmoment der Außenschalen infolge der Last aus der Innenfüllung

$\delta M_{a,v,e_a}^I$	Differenzmoment der Außenschale infolge vertikaler Lasten zum Einhalten der Grenzexzentrizität im Istzustand
$\delta M_{a,i,e_a}^I$	Differenzmoment der Außenschale infolge der Silolasten aus der Innenfüllung auf die Außenschalen zum Einhalten der Grenzexzentrizität im Istzustand
$\delta M_{a,v}^{I,II}$	Differenzmoment der Außenschale infolge vertikaler Lasten Endzustand zum Istzustand
$\delta M_{a,v,g}^{I,II}$	Differenzmoment der Außenschale infolge vertikaler Eigenlasten Endzustand zum Istzustand
$\delta M_{a,i}^{I,II}$	Differenzmoment der Außenschale infolge der Silolasten aus der Innenfüllung Endzustand zum Istzustand
$\delta M_{a,i,g}^{I,II}$	Differenzmoment der Außenschale infolge der Silolasten aus der Innenfüllung infolge Eigenlasten, Endzustand zum Istzustand
$N_{a,m}^I$	Normalkraft an der maßgebenden Stelle des maximalen Momentes der Außenschale für den Istzustand
$N_{a,m}^{II}$	Normalkraft an der maßgebenden Stelle des maximalen Momentes der Außenschale für den Endzustand

# Anhang A

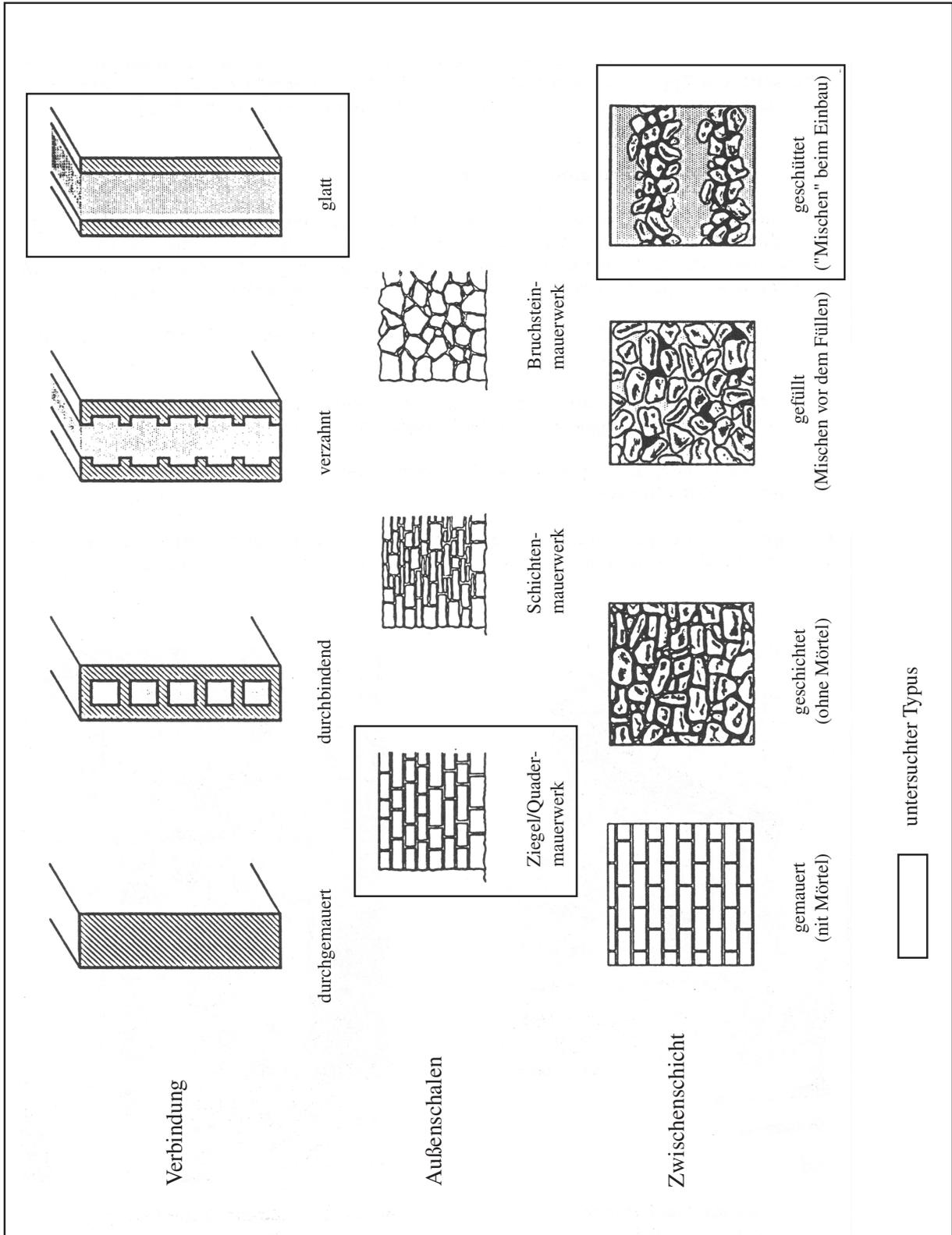


Abbildung A.1: Typologie mehrschaligen Mauerwerks nach Egermann

	Istzustand	Endzustand
A1	<p><math>e_a^I \leq \frac{t_a}{6}</math></p>	<p><math>e_a^{II} \geq \frac{t_a}{6}</math></p>
A2	<p><math>e_a^I \leq \frac{t_a}{6}</math></p>	<p><math>e_a^{II} &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>
A3	<p><math>e_a^I &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>	<p><math>e_a^{II} &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>
B1	<p><math>e_a^I \leq \frac{t_a}{6}</math></p>	<p><math>e_a^{II} &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>
B2	<p><math>e_a^I \leq \frac{t_a}{6}</math></p>	<p><math>e_a^{II} &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>
B3	<p><math>e_a^I &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>	<p><math>e_a^{II} &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>
B4	<p><math>e_a^I &gt; \frac{t_a}{6}</math></p>	<p><math>e_a^{II} \leq \frac{t_a}{6}</math></p>

Abbildung A.2: Notwendige Anordnung der Nadelanker für den Fall A und B in Abhängigkeit von der Exzentrizität  $e_a$  und den angreifenden Lasten im Istzustand und im Endzustand

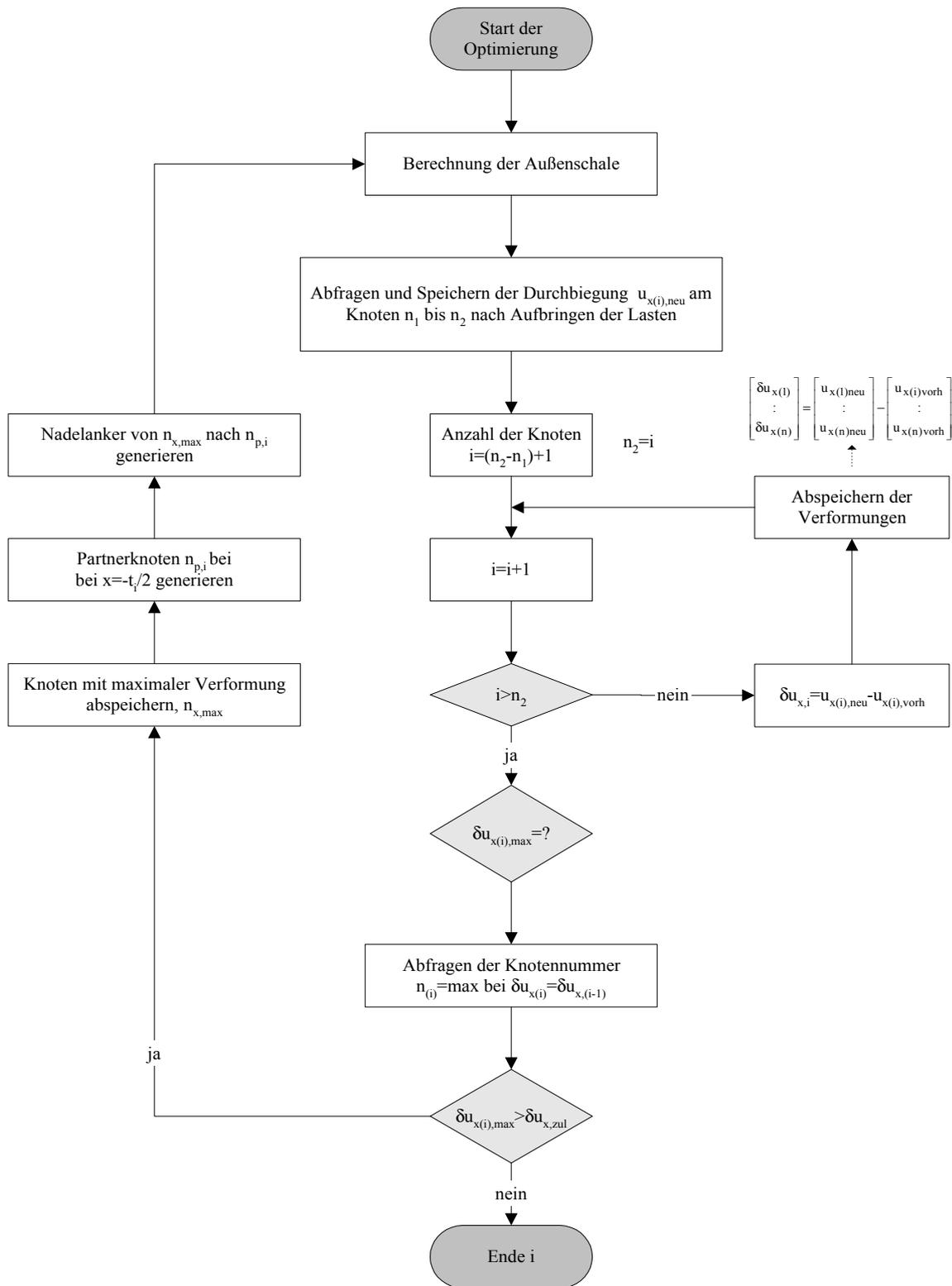


Abbildung A.3: Algorithmus zur Anordnung der Nadelanker unter Einhaltung der zulässigen Durchbiegungen senkrecht zur Wandebene, x-Richtung

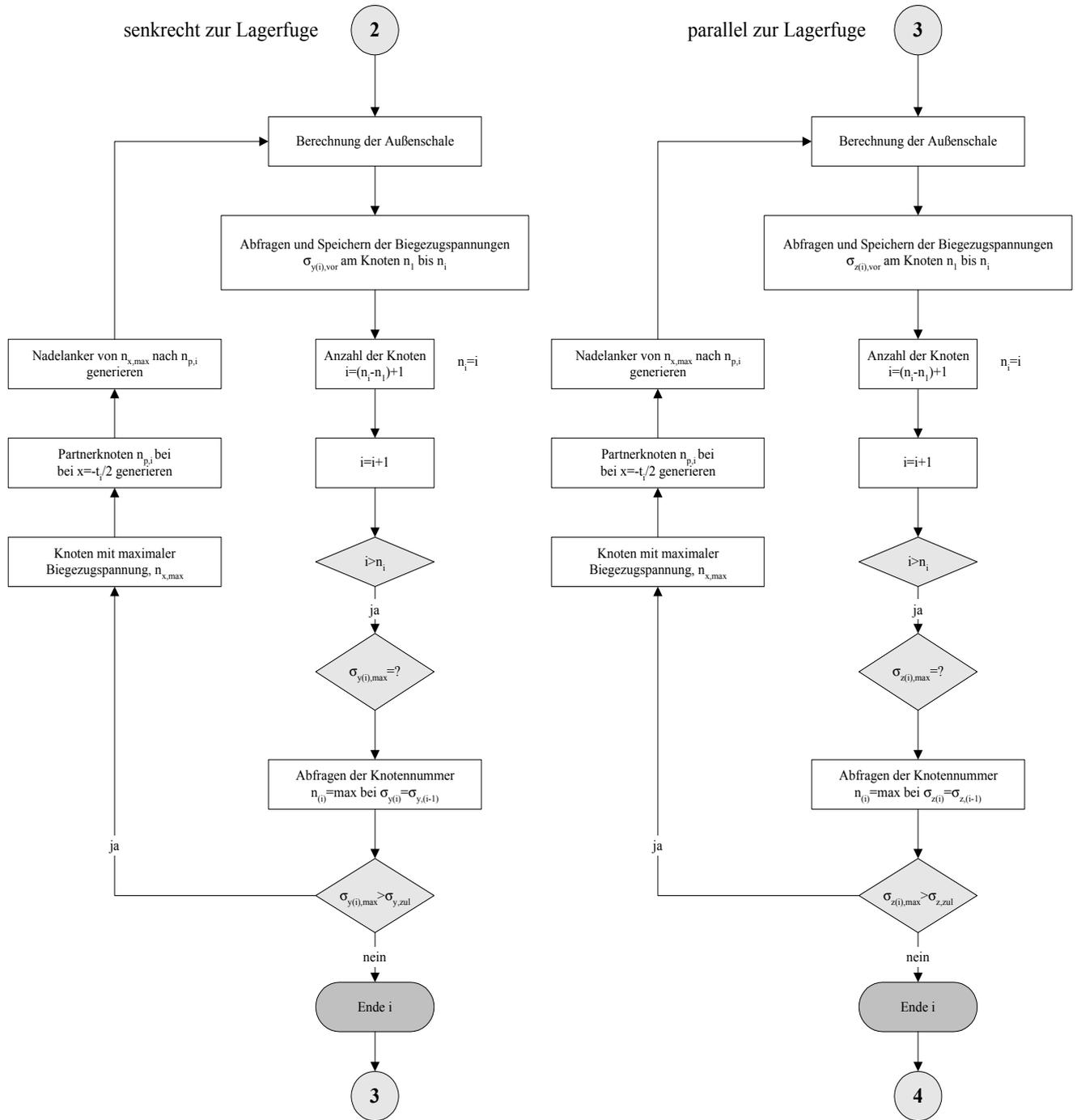


Abbildung A.4: Algorithmus zur Anordnung der Nadelanker unter Einhaltung der zulässigen Biegezugspannungen parallel und senkrecht zur Lagerfuge

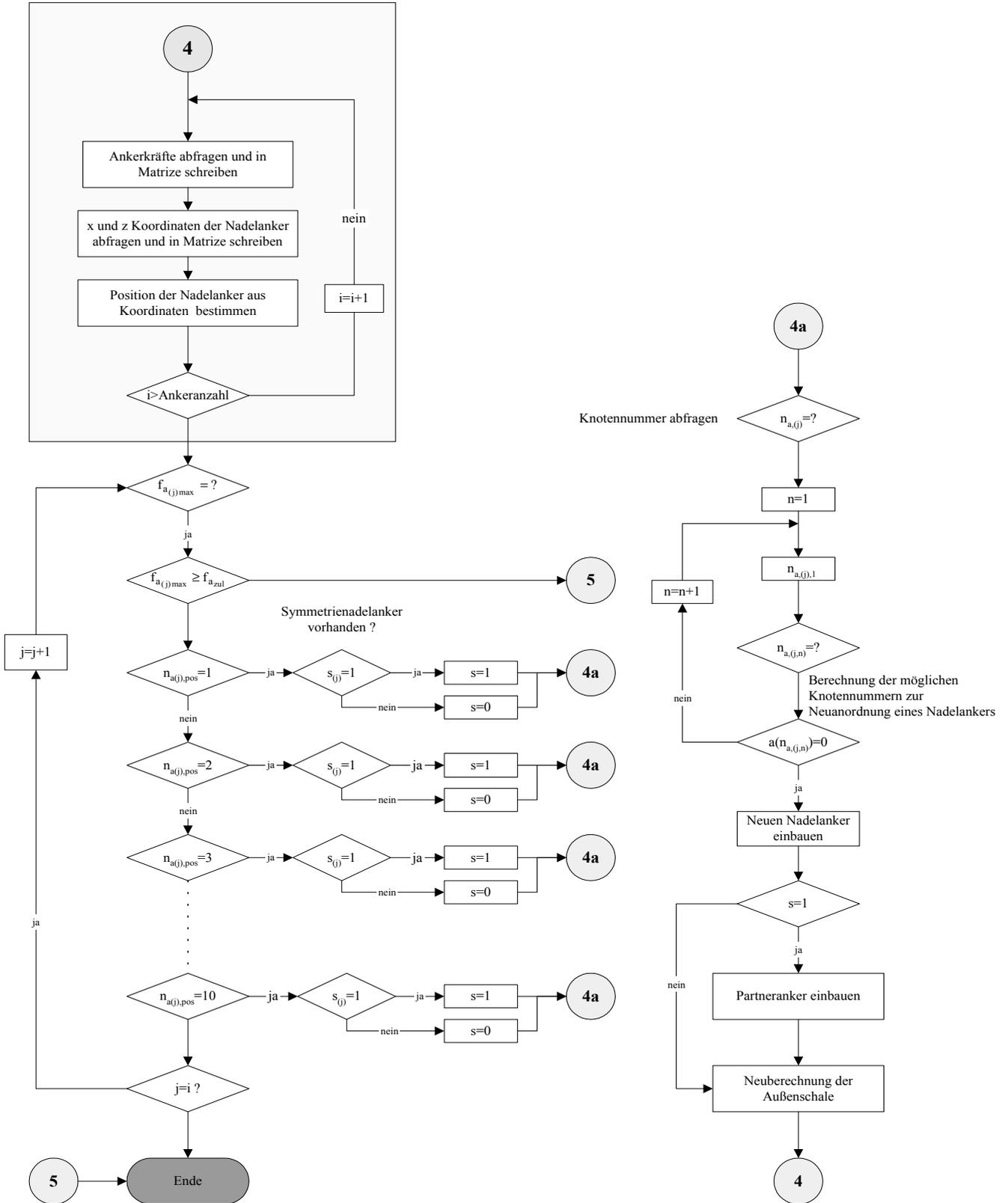


Abbildung A.5: Algorithmus zur Einhaltung der zulässigen Nadelankerkraft

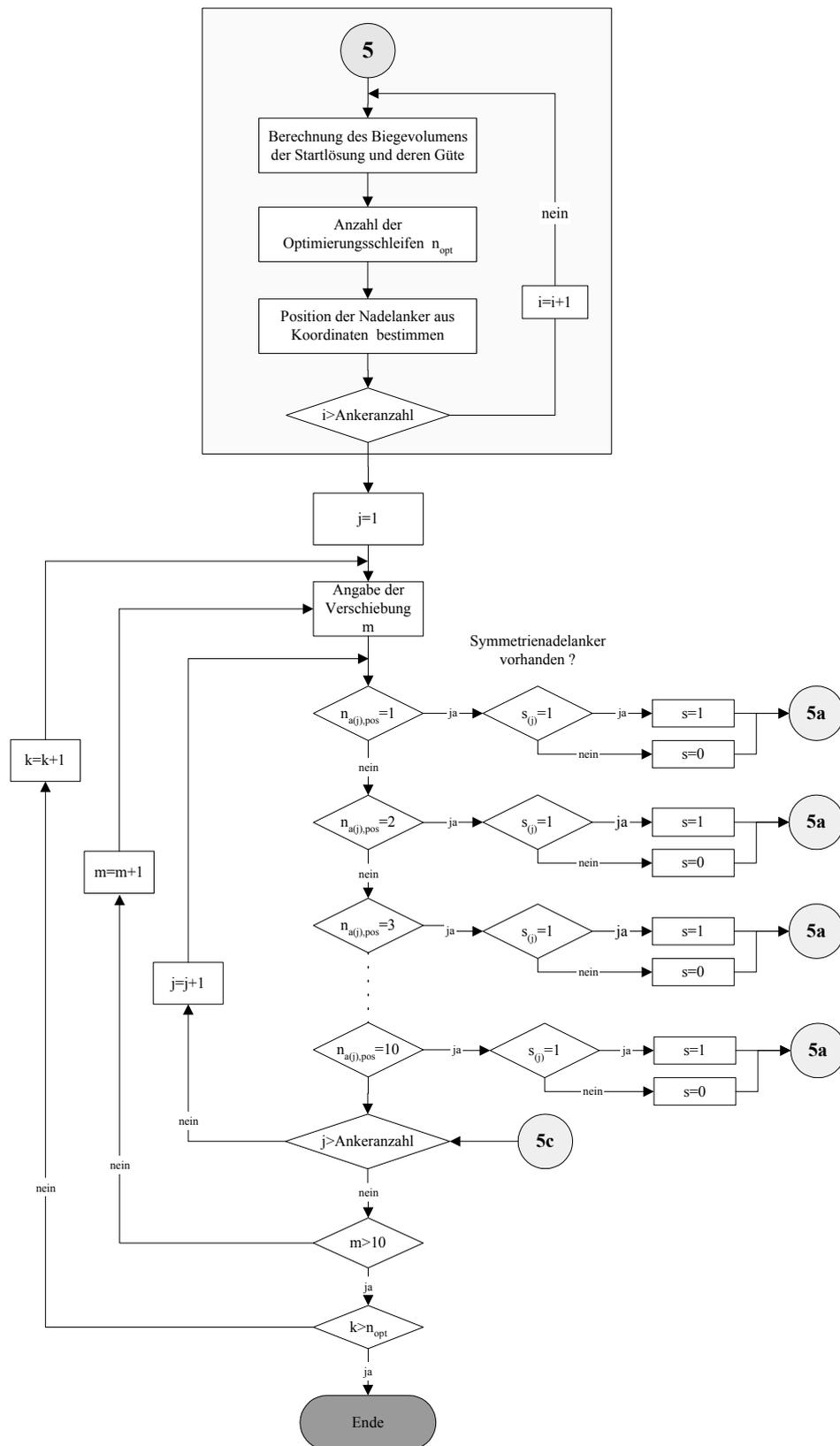


Abbildung A.6: Endoptimierung der Ausgangslösung, Teil 1

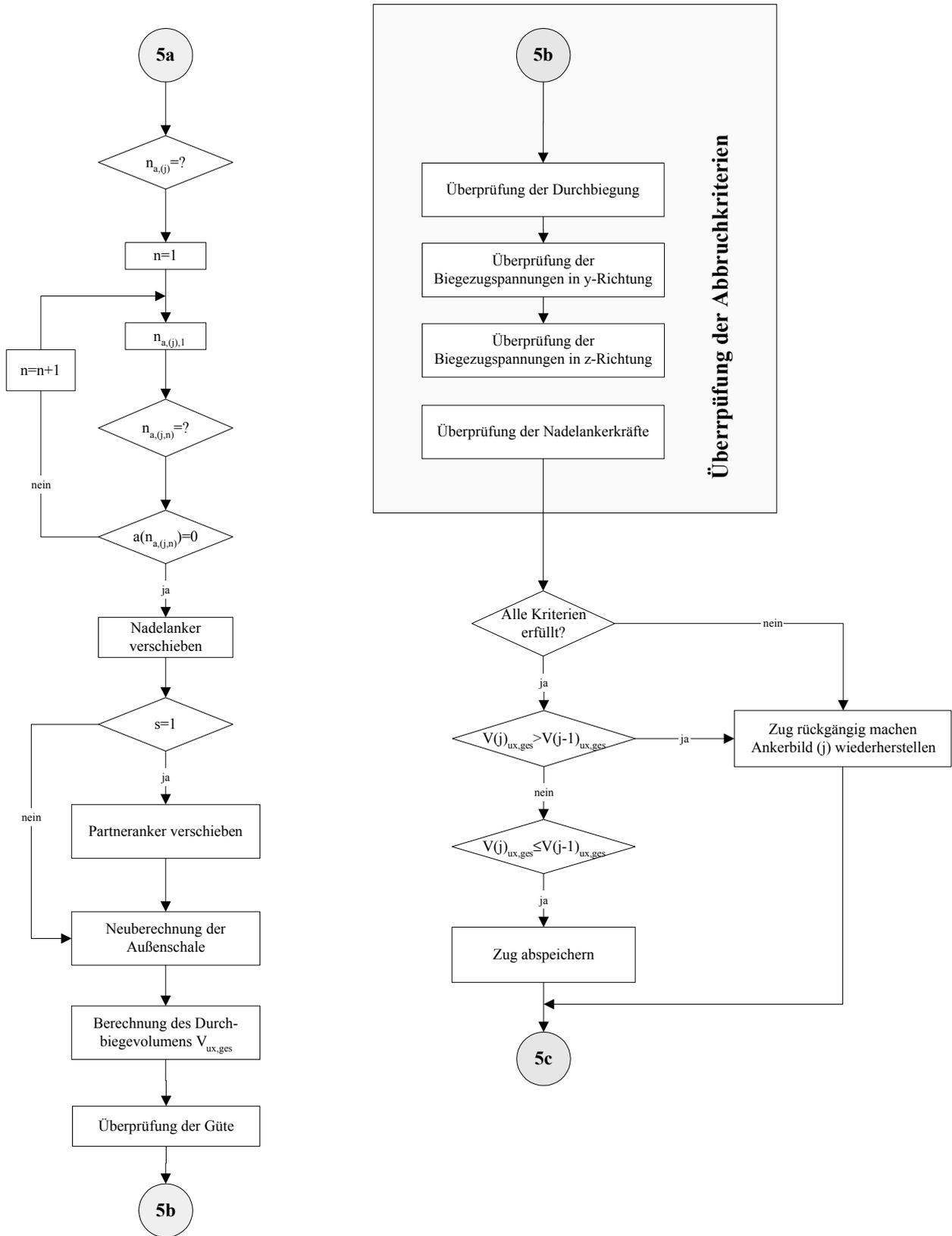


Abbildung A.7: Endoptimierung der Ausgangslösung, Teil 2

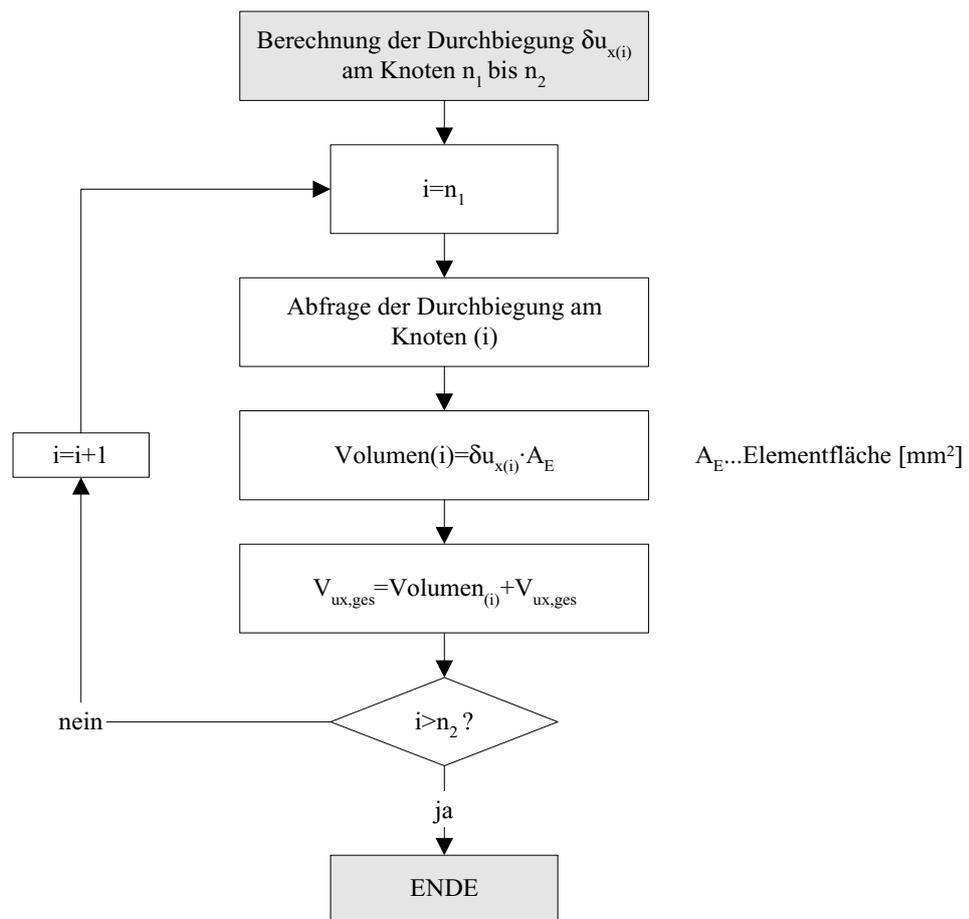


Abbildung A.8: Algorithmus zur Berechnung des Durchbiegevolumens in x-Richtung der Außenschale durch Integration

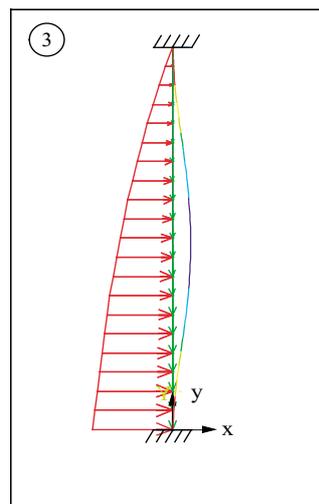
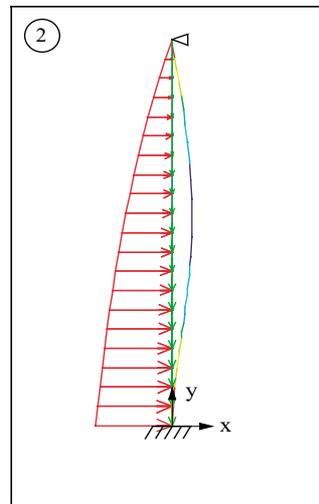
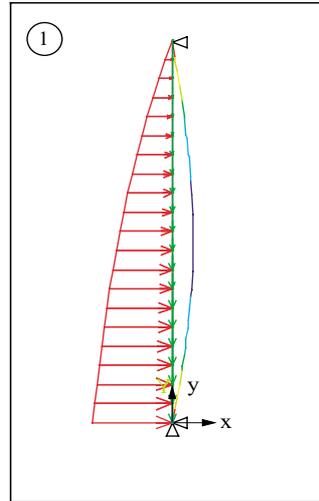
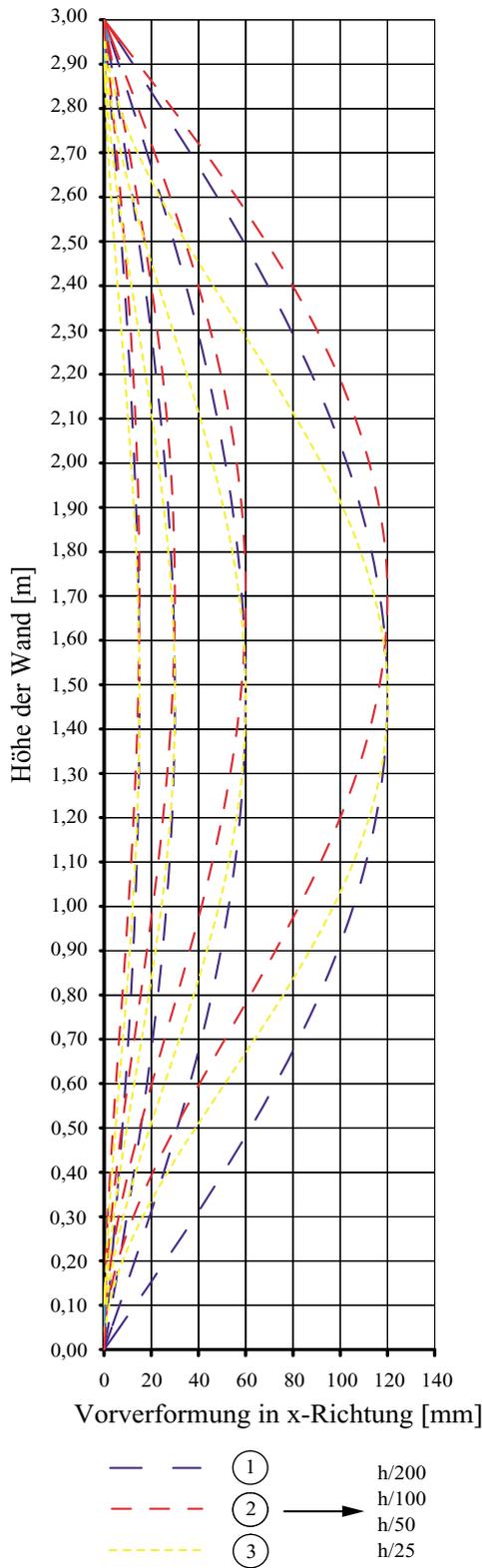


Abbildung A.9: Biegelinien und Betrag für die Verformung senkrecht zur Wandebene in Abhängigkeit von der statischen Lagerung einer 3m hohen Außenschale

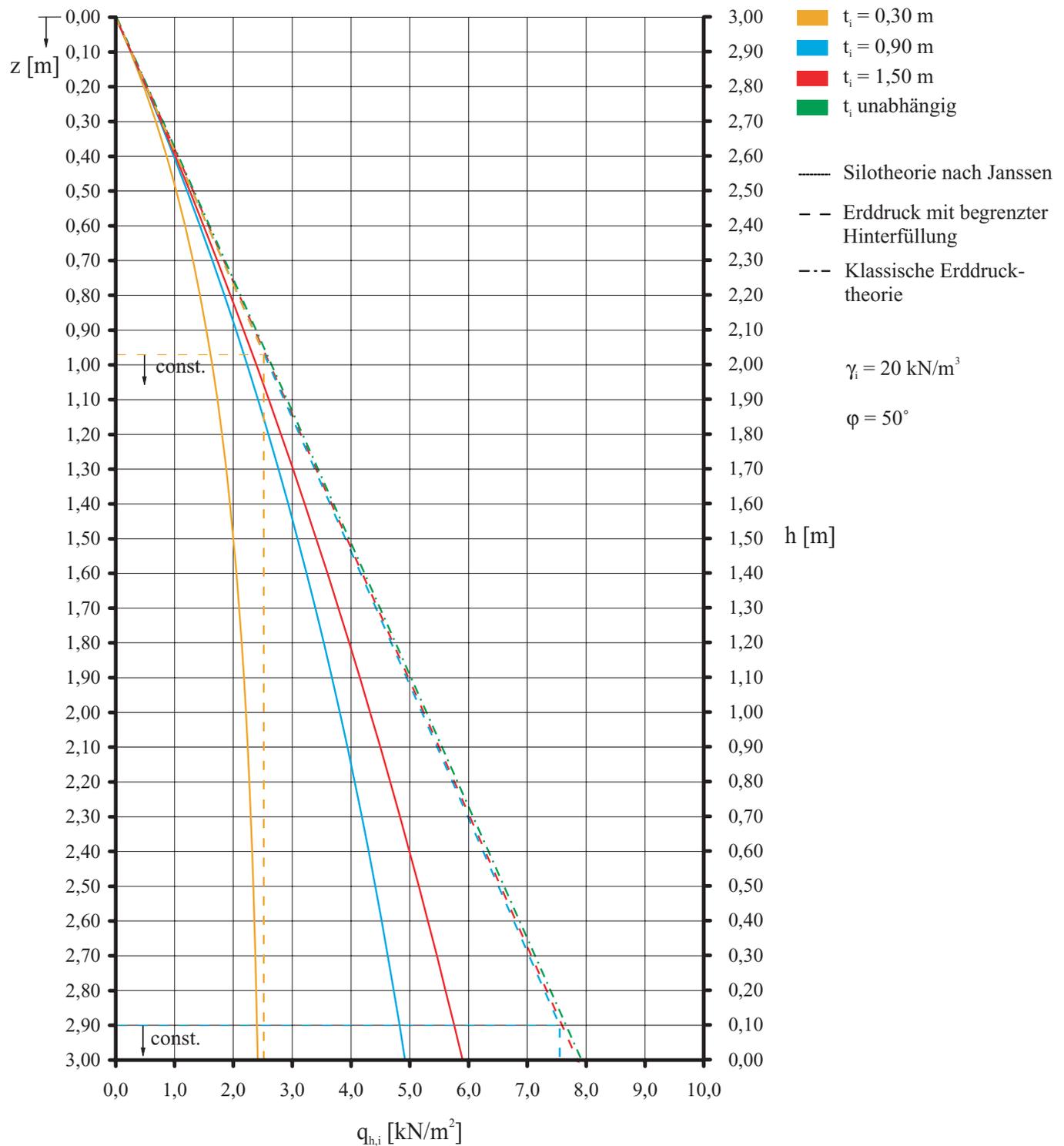


Abbildung A.10: Lasten auf Außenschalen,  $h = 3\text{m}$ , nach der Silotheorie von Janssen [70] und der klassischen Erddrucktheorie mit und ohne begrenzter Hinterfüllung



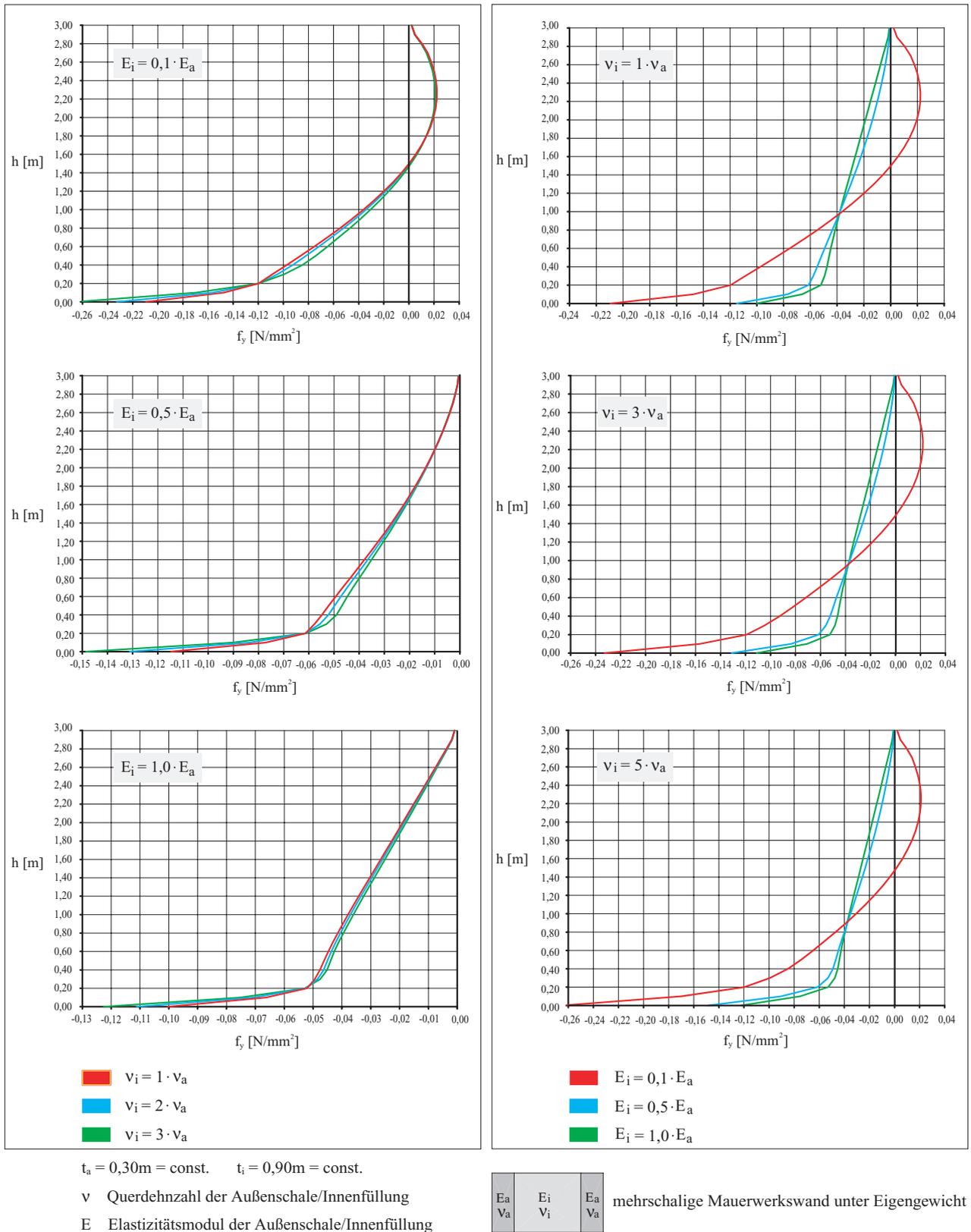
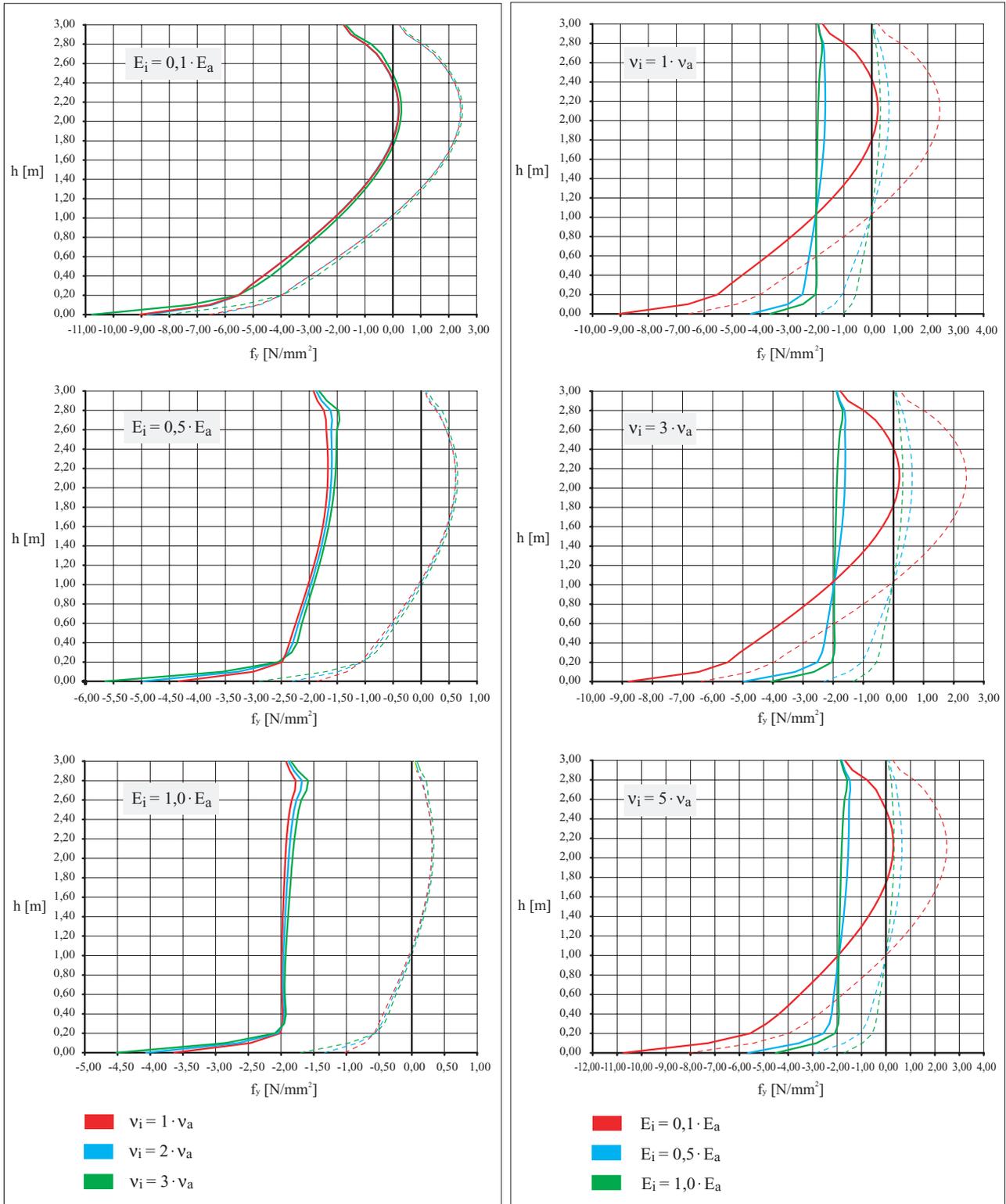


Abbildung A.12: Biegespannungen  $f_y$  senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale infolge Eigengewicht der Wand



$t_a = 0,30\text{m} = \text{const.}$      $t_i = 0,90\text{m} = \text{const.}$      $q_v = q_{v,i} = 2,0 \text{ N/mm}^2$

$v$  Querdehnzahl der Außenschale/Innenfüllung

$E$  Elastizitätsmodul der Außenschale/Innenfüllung

$t$  Dicke der Einzelschalen

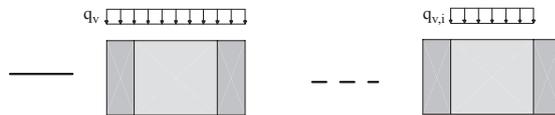


Abbildung A.13: Biegespannungen  $f_y$  senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale infolge Eigengewicht bei unterschiedlichem Ort der Lasteinleitung

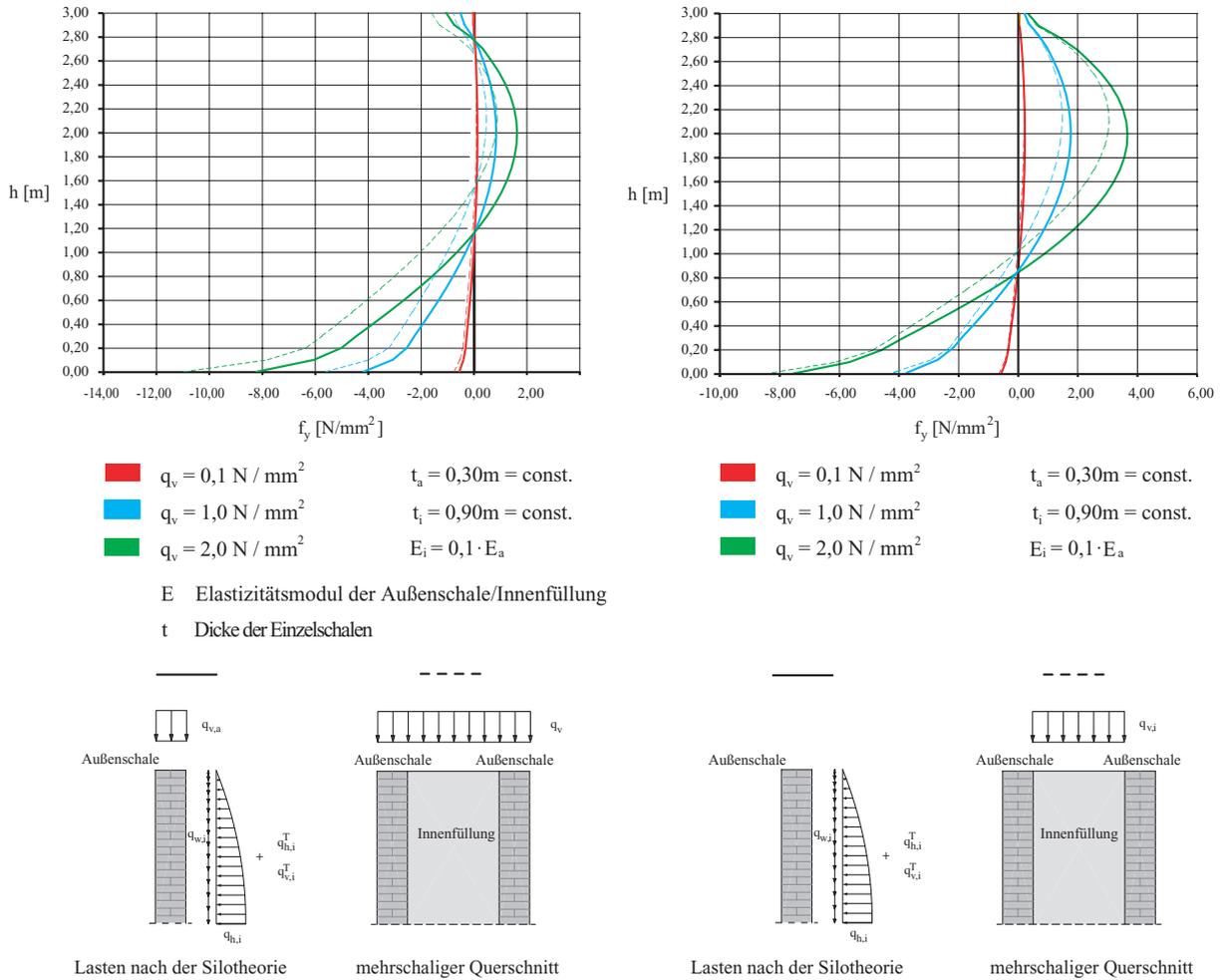
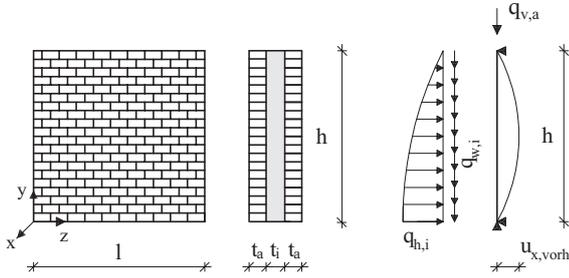
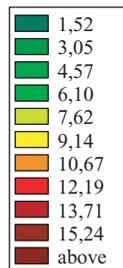
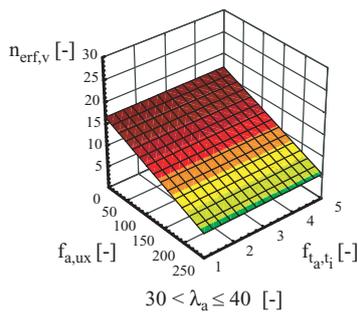
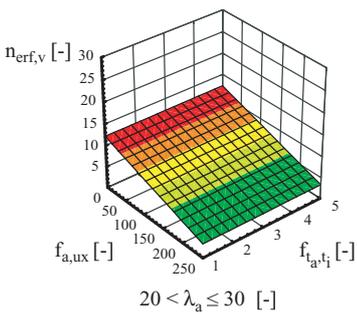
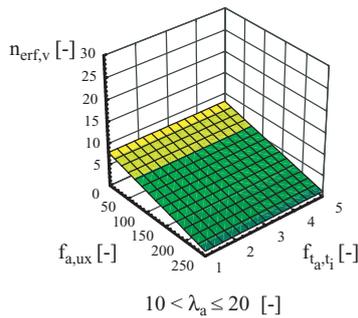
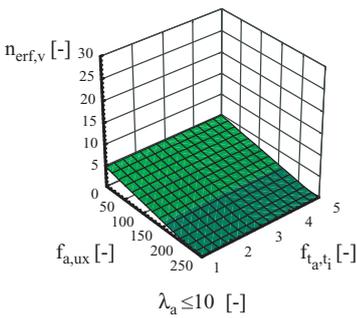
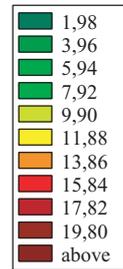
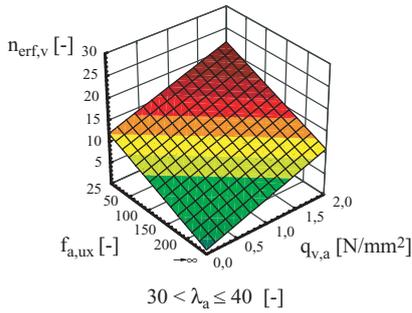
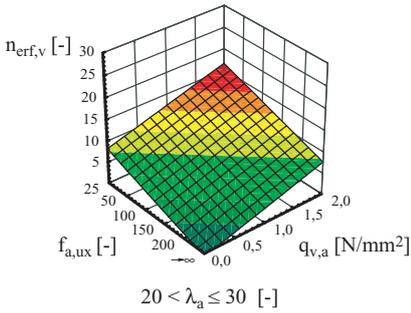
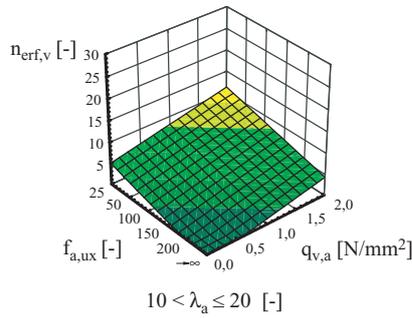
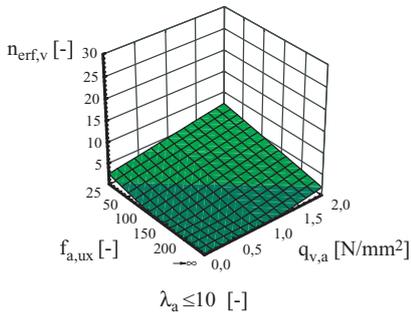


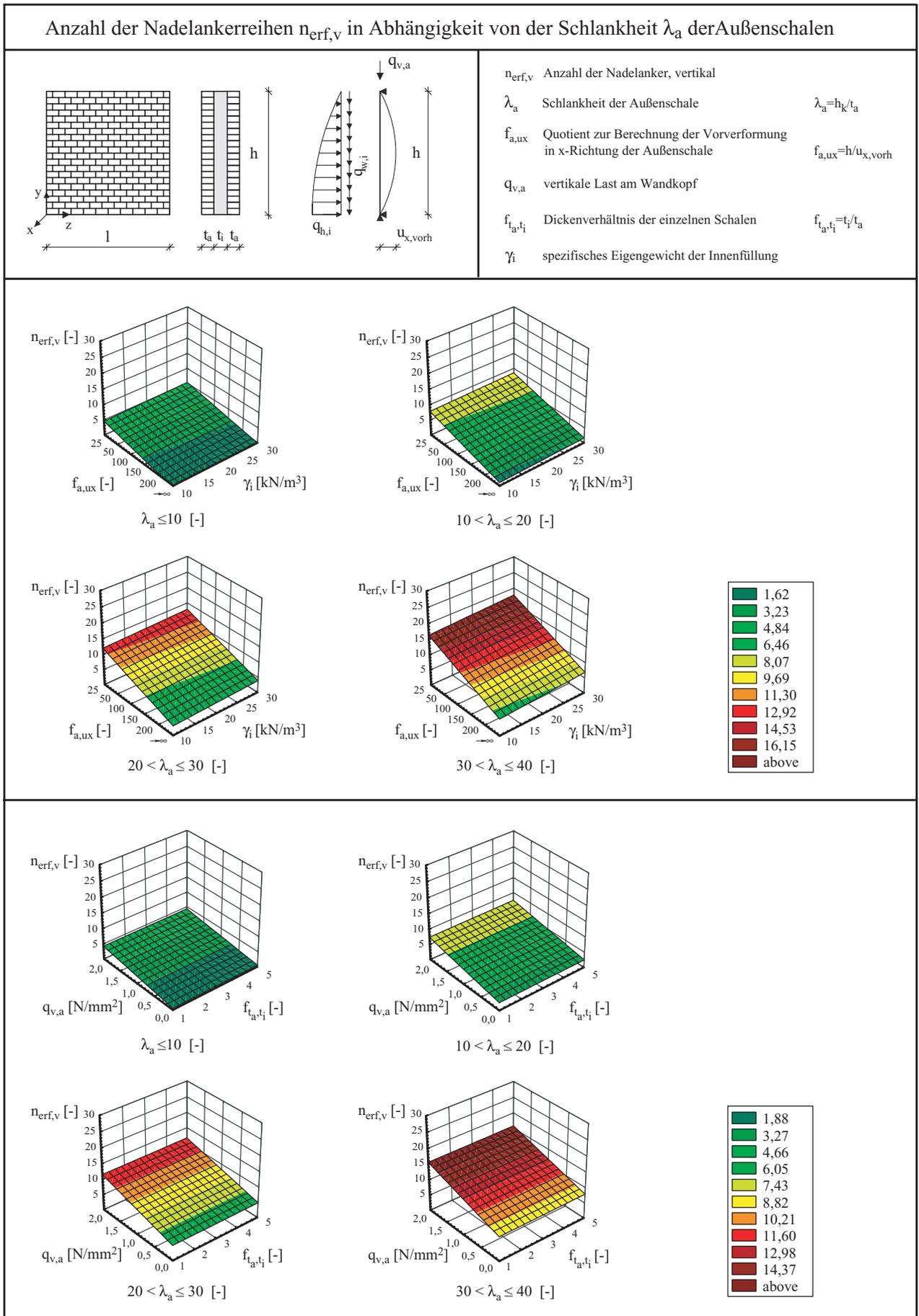
Abbildung A.14: Linke Bilder: Biegespannungen  $f_y$  senkrecht zur Lagerfuge der Außenschale unter Verwendung des Ansatzes von Terzaghi [123] zur Erhöhung der Silolasten von Janssen [70], Rechte Bilder: Biegespannungen  $f_y$  senkrecht zur Lagerfuge der Außenschalen aus Berechnungen am Gesamtquerschnitt der mehrschaligen Mauerwerkswand

Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  in Abhängigkeit von der Schlankheit  $\lambda_a$  der Außenschalen

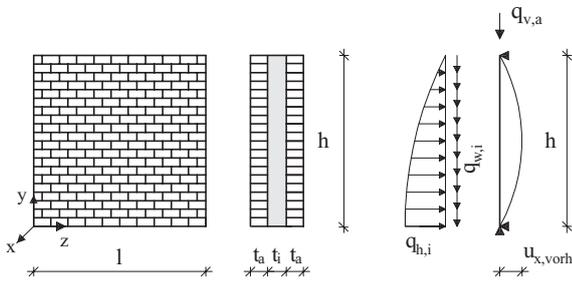


$n_{erf,v}$  Anzahl der Nadelanker, vertikal  
 $\lambda_a$  Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a = h_k/t_a$   
 $f_{a,ux}$  Quotient zur Berechnung der Vorverformung in x-Richtung der Außenschale  $f_{a,ux} = h/u_{x,vorh}$   
 $q_{v,a}$  vertikale Last am Wandkopf  
 $f_{t_a,t_i}$  Dickenverhältnis der einzelnen Schalen  $f_{t_a,t_i} = t_i/t_a$

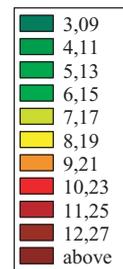
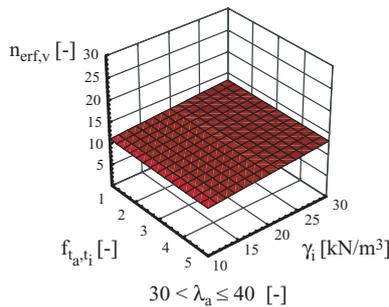
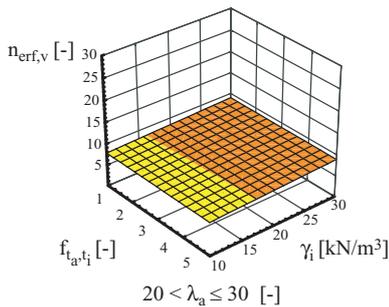
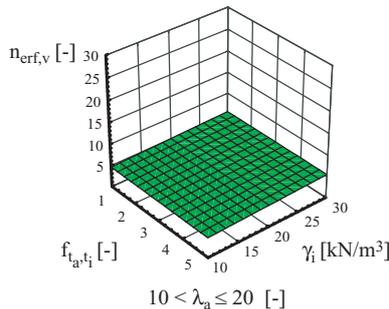
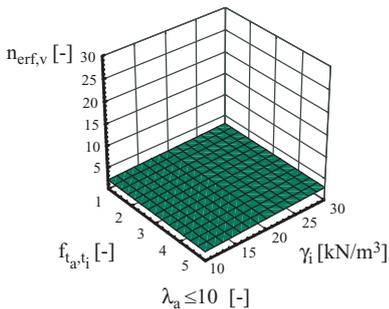
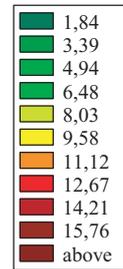
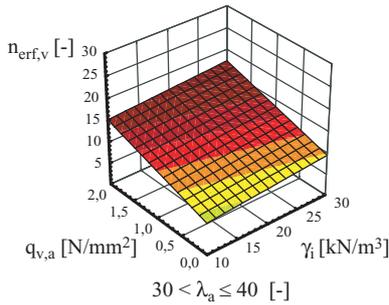
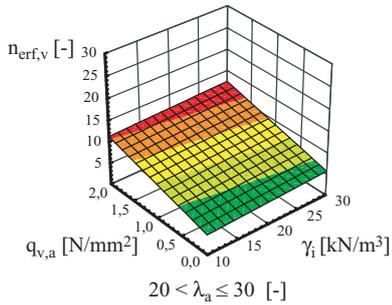
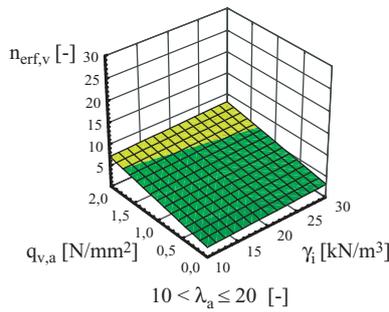
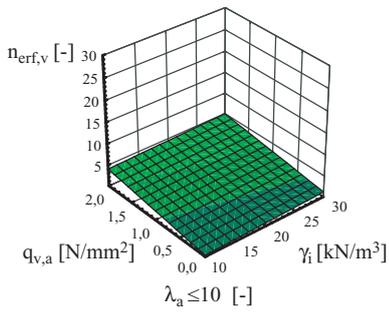


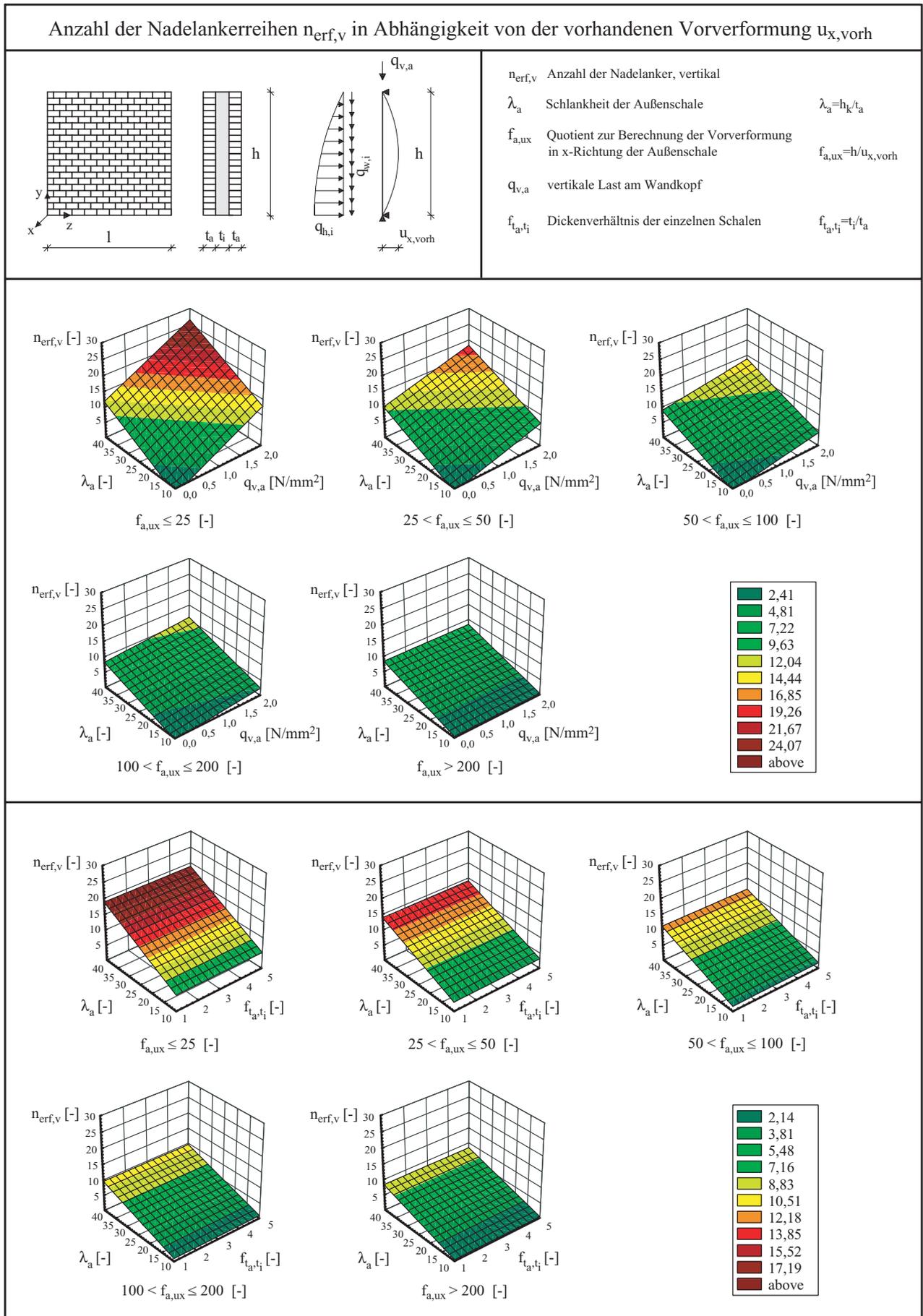


Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{\text{erf},v}$  in Abhängigkeit der Schlankheit  $\lambda_a$  von der Außenschalen

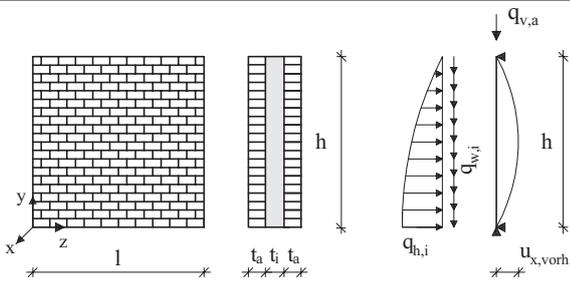


- $n_{\text{erf},v}$  Anzahl der Nadelanker, vertikal
- $\lambda_a$  Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a = h_k/t_a$
- $q_{v,a}$  vertikale Last am Wandkopf
- $f_{t_a,t_i}$  Dickenverhältnis der einzelnen Schalen  $f_{t_a,t_i} = t_i/t_a$
- $\gamma_i$  spezifisches Eigengewicht der Innenfüllung

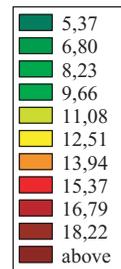
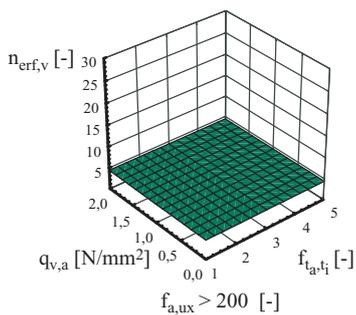
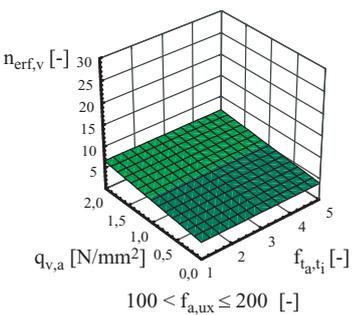
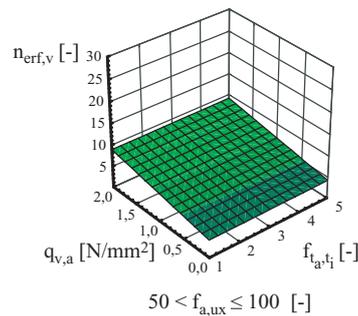
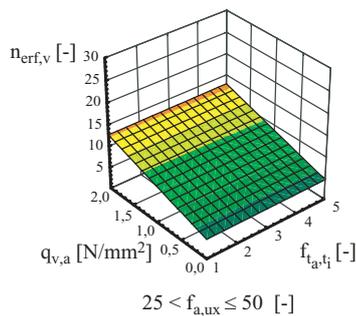
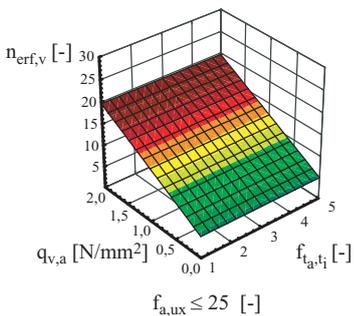
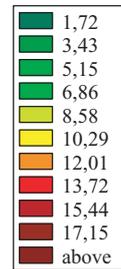
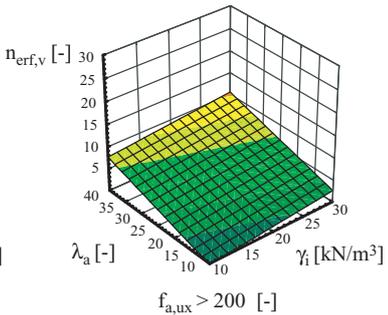
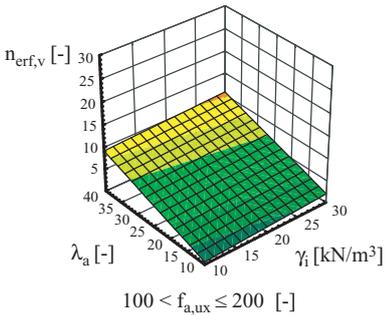
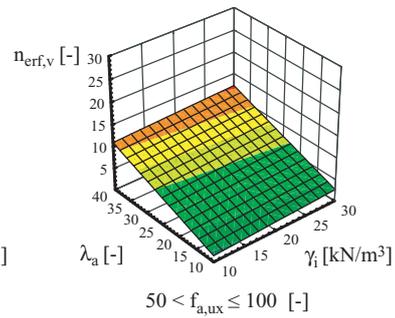
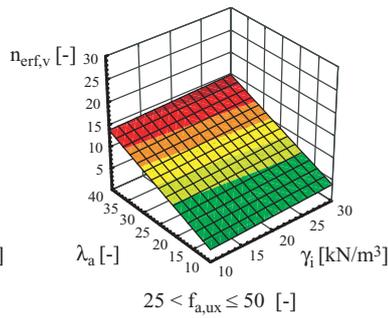
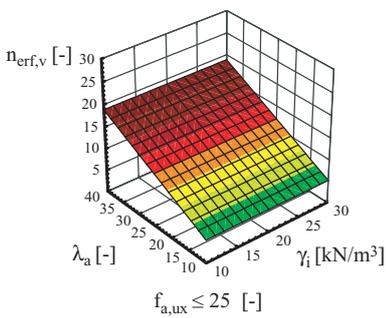


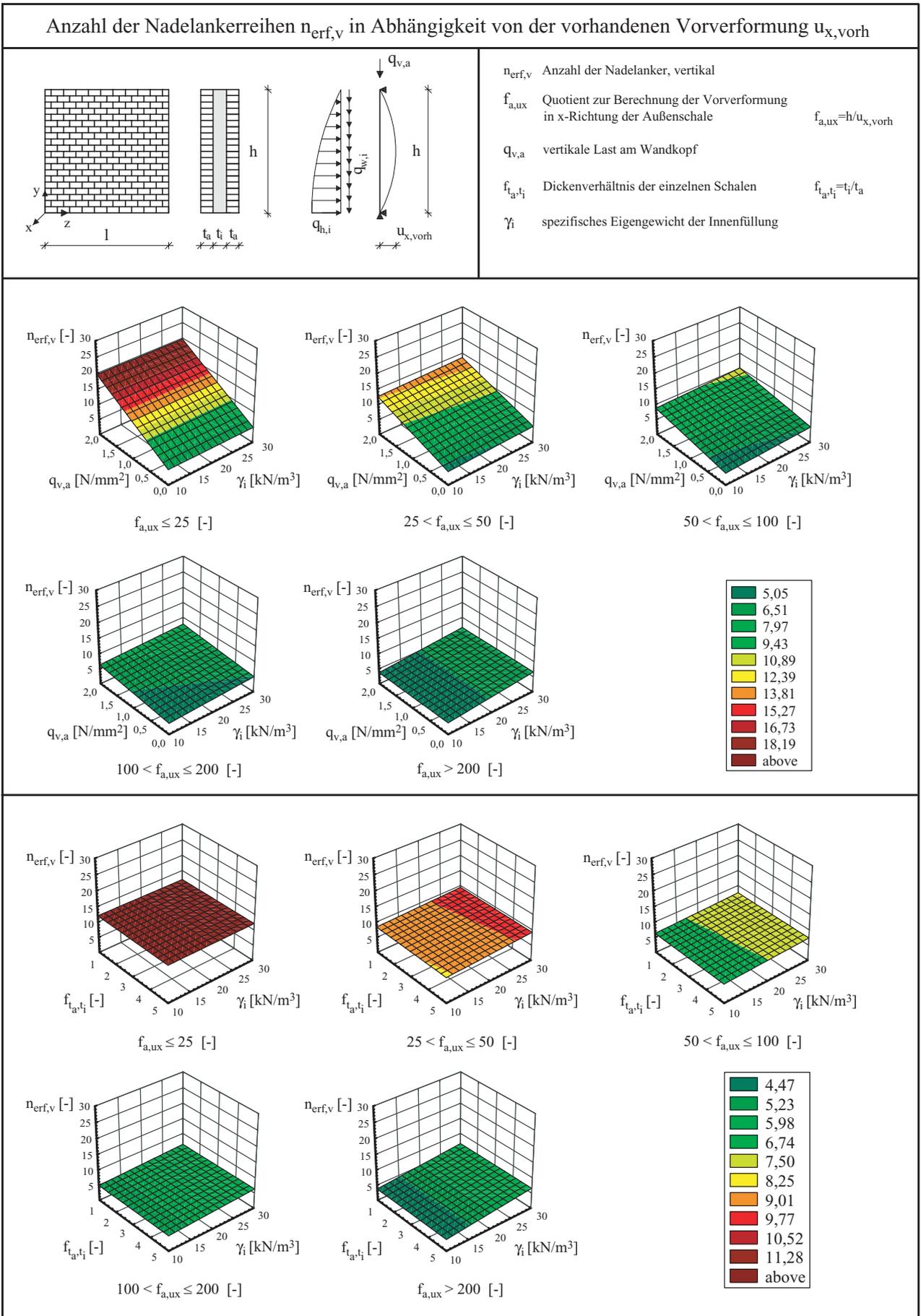


Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{\text{erf},v}$  in Abhängigkeit von der vorhandenen Vorverformung  $u_{x,\text{vorh}}$

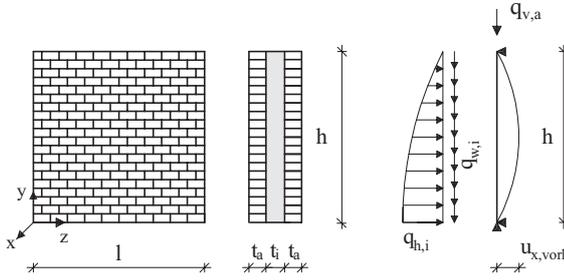


- $n_{\text{erf},v}$  Anzahl der Nadelanker, vertikal
- $\lambda_a$  Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a = h_k/t_a$
- $f_{a,ux}$  Quotient zur Berechnung der Vorverformung in x-Richtung der Außenschale  $f_{a,ux} = h/u_{x,\text{vorh}}$
- $Q_{v,a}$  vertikale Last am Wandkopf
- $f_{t_a,t_i}$  Dickenverhältnis der einzelnen Schalen  $f_{t_a,t_i} = t_i/t_a$
- $\gamma_i$  spezifisches Eigengewicht der Innenfüllung

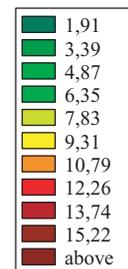
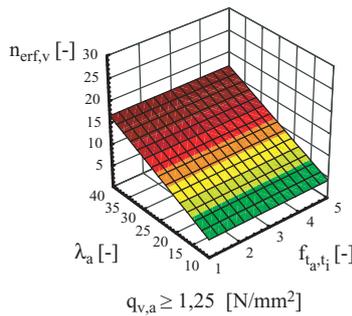
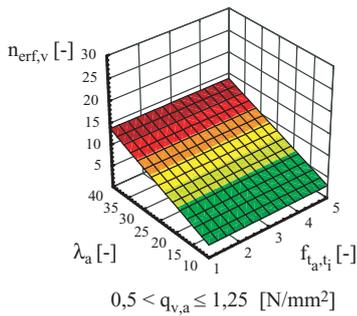
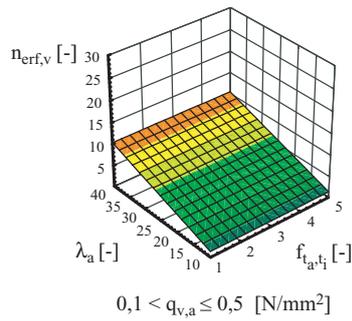
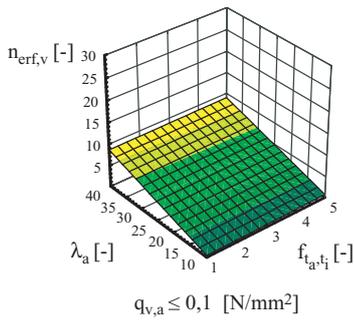
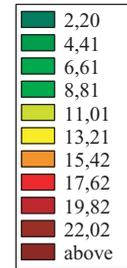
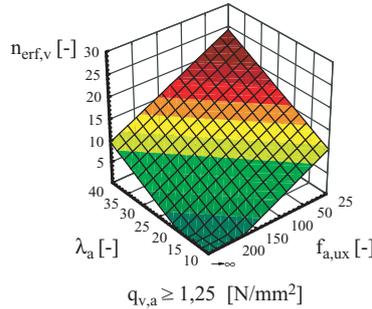
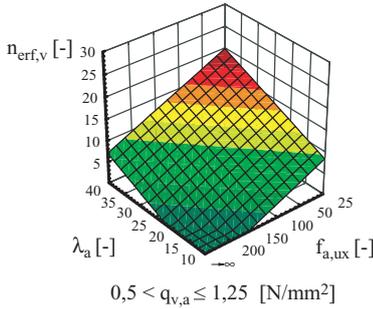
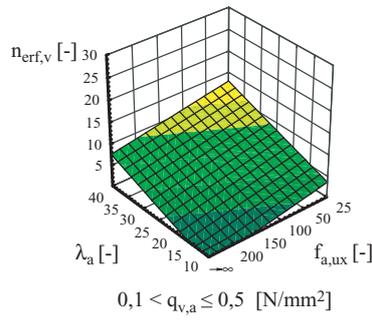
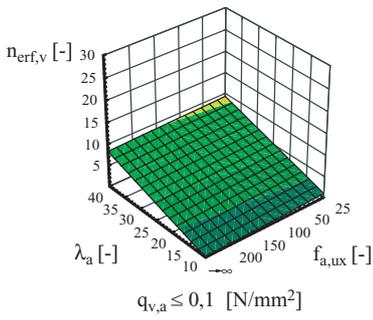


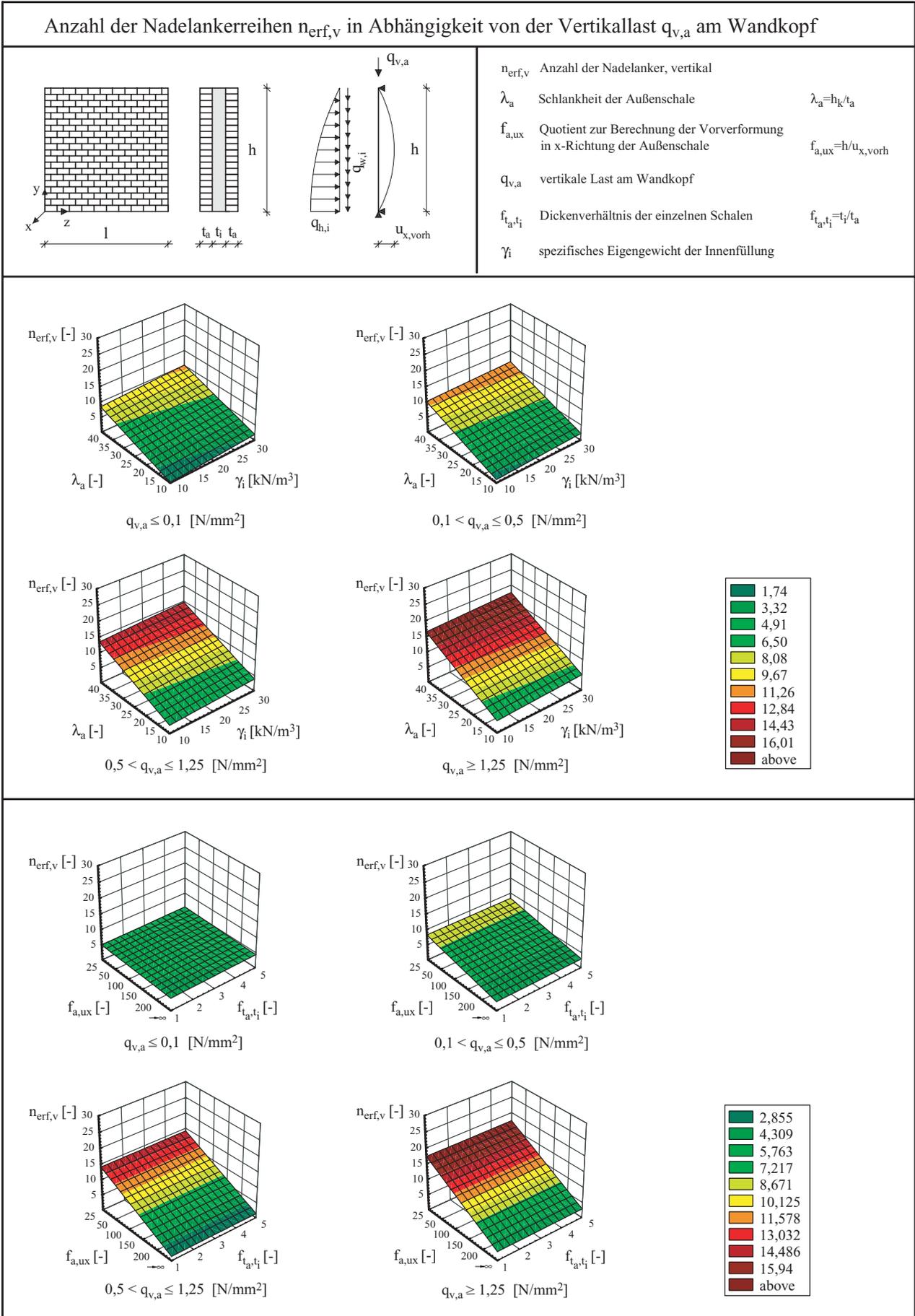


Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{\text{erf},v}$  in Abhängigkeit von der Vertikallast  $q_{v,a}$  am Wandkopf

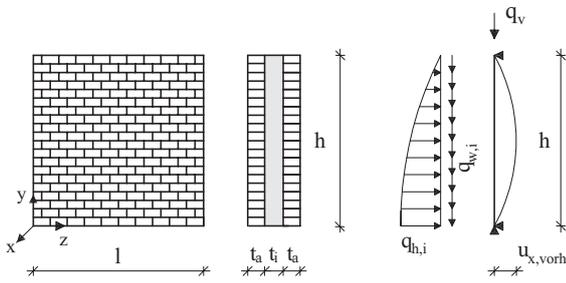


- $n_{\text{erf},v}$  Anzahl der Nadelanker, vertikal
- $\lambda_a$  Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a = h_k/t_a$
- $f_{a,ux}$  Quotient zur Berechnung der Vorverformung in x-Richtung der Außenschale  $f_{a,ux} = h/u_{x,vorh}$
- $q_{v,a}$  vertikale Last am Wandkopf
- $f_{t_a,t_i}$  Dickenverhältnis der einzelnen Schalen  $f_{t_a,t_i} = t_i/t_a$

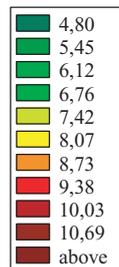
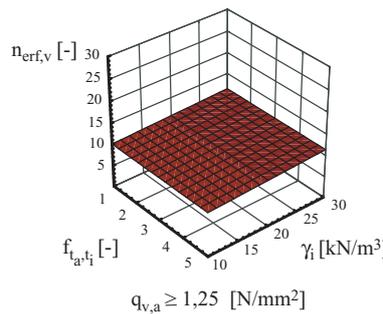
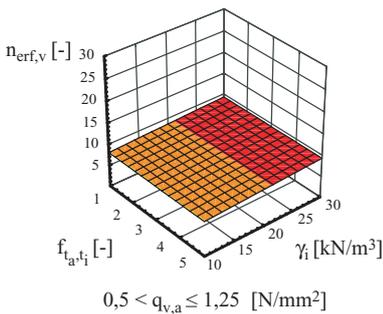
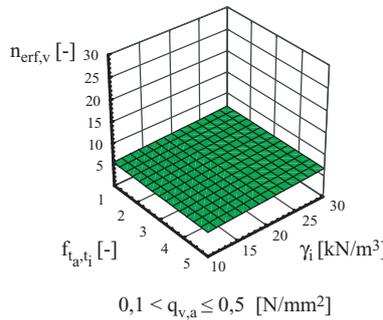
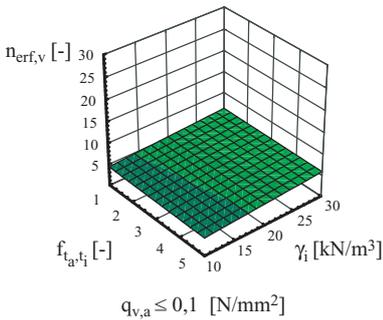
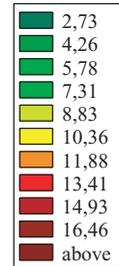
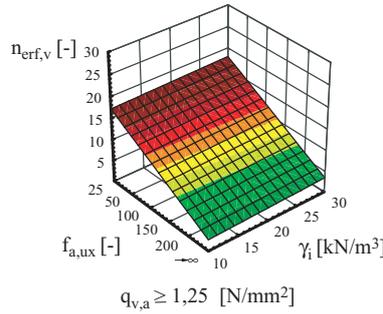
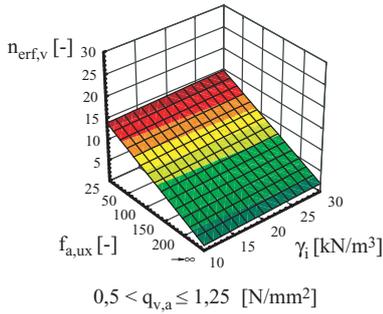
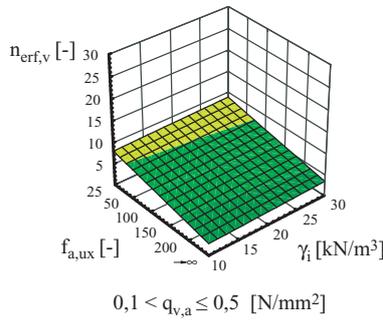
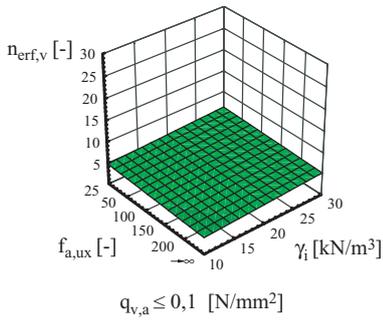


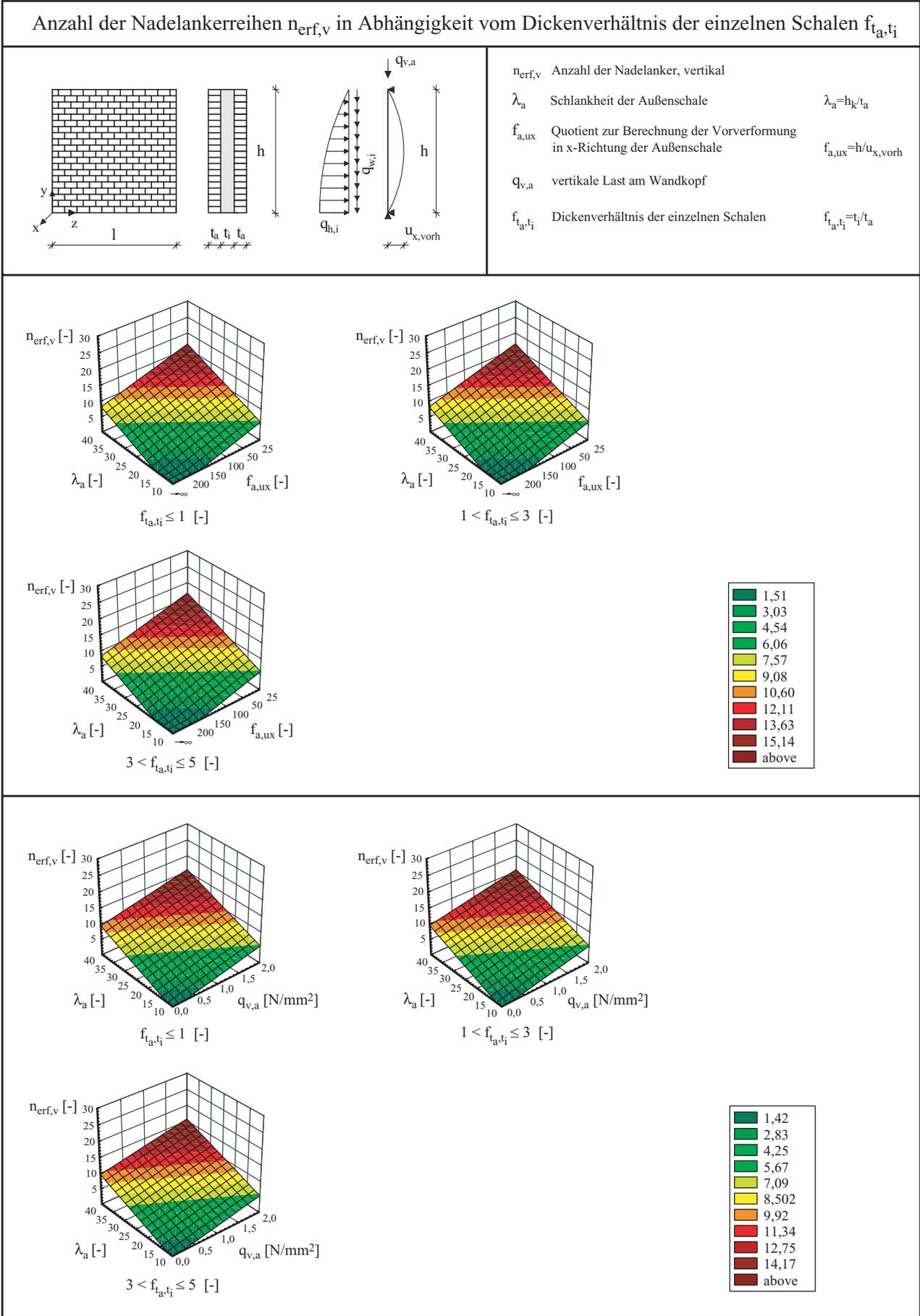


Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{erf,v}$  in Abhängigkeit von der Vertikallast  $q_{v,a}$  am Wandkopf

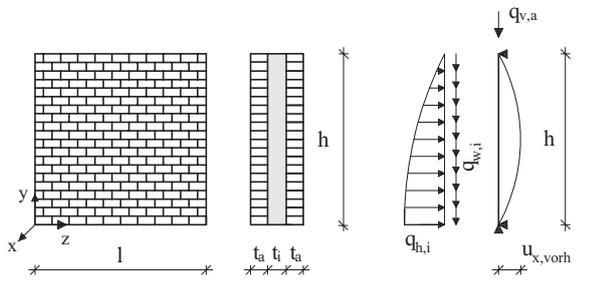


- $n_{erf,v}$  Anzahl der Nadelanker, vertikal
- $f_{a,ux}$  Quotient zur Berechnung der Vorverformung in x-Richtung der Außenschale  $f_{a,ux} = h/u_{x,vorh}$
- $q_{v,a}$  vertikale Last am Wandkopf
- $f_{t_a,t_i}$  Dickenverhältnis der einzelnen Schalen  $f_{t_a,t_i} = t_i/t_a$
- $\gamma_i$  spezifisches Eigengewicht der Innenfüllung

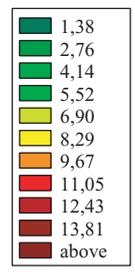
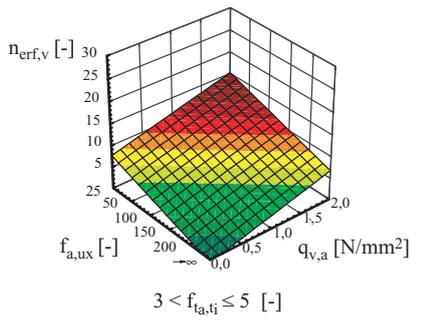
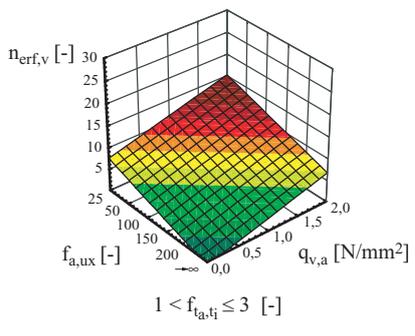
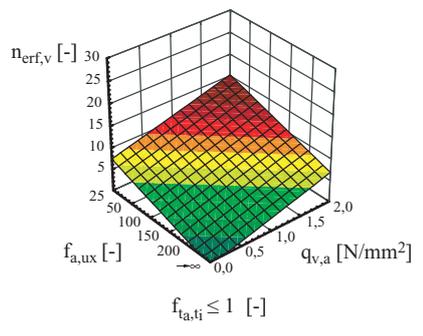
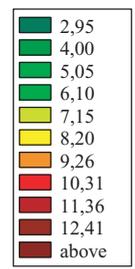
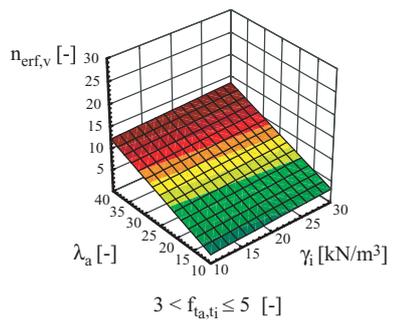
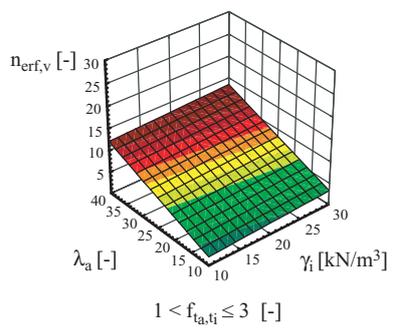
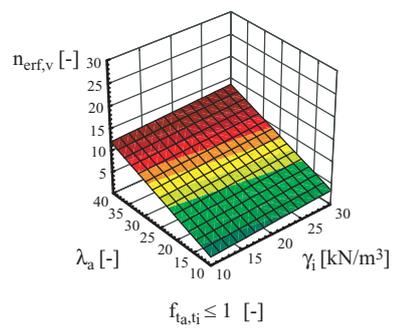


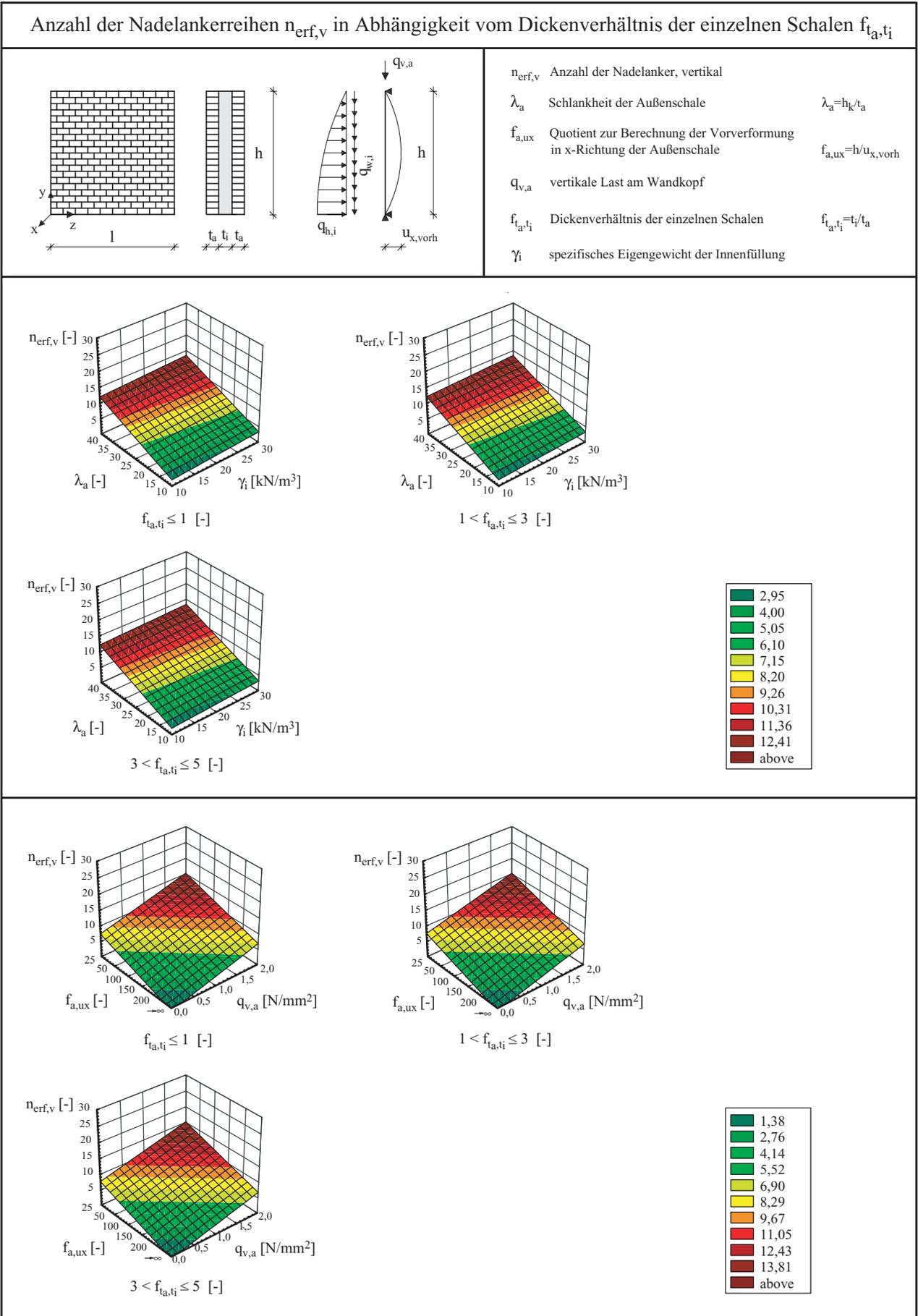


Anzahl der Nadelankerreihen  $n_{\text{erf},v}$  in Abhängigkeit vom Dickenverhältnis der einzelnen Schalen  $f_{t_a,t_i}$



- $n_{\text{erf},v}$  Anzahl der Nadelanker, vertikal
- $\lambda_a$  Schlankheit der Außenschale  $\lambda_a = h_k/t_a$
- $f_{a,ux}$  Quotient zur Berechnung der Vorverformung in x-Richtung der Außenschale  $f_{a,ux} = h/u_{x,vorh}$
- $q_{v,a}$  vertikale Last am Wandkopf
- $\gamma_i$  spezifisches Eigengewicht der Innenfüllung







# Lebenslauf

Markus Faltlhauser

geboren am 3. April 1966 in Stuttgart

verheiratet, zwei Kinder

1976	Grundschule in Kornwestheim
1986	Abitur an dem technischen Gymnasium in Ludwigsburg allgemeine Hochschulreife
1986 - 1987	Wehrdienst als Wehrpflichtiger
1987 - 1993	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart
1989 - 1992	Hilfsassistent am Institut für Massivbau, Prof. Jörg Schlaich
1993 - 1995	Mitarbeiter im Ingenieurbüro Prof. Gustl Lachenmann Vaihingen an der Enz
1995 - 1998	wissenschaftlicher Mitarbeiter von Prof. Fritz Wenzel am Institut für Tragkonstruktionen der Universität (TH) Karlsruhe
1999 - 2004	wissenschaftlicher Mitarbeiter von Prof. Matthias Pfeifer am Institut für Tragkonstruktionen der Universität (TH) Karlsruhe
seit 2002	eigenes Ingenieurbüro für Tragwerksplanung, Reutlingen
2002	Eintritt in die Ingenieurkammer Baden-Württemberg Beratender Ingenieur im Bauwesen
2002 - 2004	Lehrauftrag für das Entwerfen und Konstruieren von Tragwerken an der Universität (TH) Karlsruhe