



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Institut für Geotechnik

**MITTEILUNGEN
HEFT 13**

MICHAEL ARNOLD

**ZUR BERECHNUNG DES
ERD- UND AUFLASTDRUCKS
AUF WINKELSTÜTZWÄNDE IM
GEBRAUCHSZUSTAND**

DRESDEN 2004

Mitteilungen – Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden
ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. I. Herle

© Institut für Geotechnik – TU Dresden – 2004

Bei Vervielfältigungen und Übersetzungen wird um Quellenangabe gebeten.

Briefanschrift:

Institut für Geotechnik

TU Dresden

01062 Dresden

Besucheradresse:

Neuffer-Bau

George-Bähr-Straße 1

01069 Dresden

Telefon: 03 51/46 33 42 48

Fax: 03 51/46 33 41 31

E-Mail: geotech@rcs.urz.tu-dresden.de

Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand

Zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)
von der Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden genehmigte

Dissertation

vorgelegt von Diplomingenieur Michael Arnold
geboren am 25. Februar 1973 in Marienberg

Gutachter:

Prof. Dr.-Ing. habil. D. Franke

Technische Universität Dresden

Prof. Dr.-Ing. habil. I. Herle

Technische Universität Dresden

PD Dr.-Ing. habil. P.-A. von Wolffersdorff

BAUGRUND DRESDEN

Ingenieurgesellschaft mbH

Tag der öffentlichen Verteidigung: 15. November 2004

Vorwort des Herausgebers

Die Erddrucktheorie gehört zu den ältesten Theorien der Ingenieurwissenschaften, jedoch gleichzeitig zu den schwierigsten. Obwohl die Erddruckansätze täglich in der Grundbaupraxis verwendet werden, zeigen Vergleiche zwischen Messungen und Berechnungen, wie unsicher unsere Kenntnis dieser Problematik ist. Die meisten Berechnungsverfahren beruhen auf empirischen Grundlagen oder vereinfachten Theorien, die oft schwer nachvollziehbar sind und sich kaum den vielfältigen Querschnittsformen der Stützbauwerke anpassen lassen. Die Arbeit von Herrn Arnold leistet einen wesentlichen Schritt in Richtung zuverlässiger Prognosen nicht nur hinsichtlich des Erddrucks auf Winkelstützwände, sondern auch der zugehörigen Deformationen.

Bisher veröffentlichte Berechnungen und Messungen zum Erddruck auf Winkelstützwände in Modellversuchen ergeben ziemlich schwankende und manchmal sogar widersprüchliche Ergebnisse. Dies hat Herrn Arnold zur einer Reihe eigener großmaßstäblicher Versuche veranlasst. Durch die Variation des Verhältnisses der Wandhöhe zur Breite des Horizontalschenkels werden verschiedene Profile berücksichtigt und die Erddruckverteilung und Erddruckneigung entlang des Vertikal- und Horizontalschenkels präzise erfasst. Zusätzlich zu statischen Oberflächenlasten werden zyklische Belastungen des Hinterfüllungsbereichs untersucht, und damit klare Aussagen über die Verschiebungsmechanismen und Beanspruchungen von Winkelstützmauern im Gebrauchszustand getroffen.

Die numerischen Untersuchungen haben zum Ziel, den Einsatz der FE-Berechnungsverfahren anhand der durchgeführten Modellversuche zu testen. Zur Beschreibung der sandigen Hinterfüllung wird das fortschrittliche hypoplastische Stoffgesetz gewählt, womit der Einfluss der Dichte und des Spannungsniveaus berücksichtigt werden kann. Zur Modellierung der Kontaktschicht zwischen der Wand und dem Sand hat Herr Arnold ein eigenes Kontaktstoffgesetz vorgeschlagen und in das FE-Programm Abaqus eingebaut. Dies basiert auf der hypoplastischen Gleichung und steht deshalb im Einklang mit der Beschreibung des Sandes.

Die dreidimensionale Nachrechnung der Modellversuche ergibt weitgehend eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten von Kräften und Verschiebungen. Die anschließende Parameterstudie in 2D dient zur Erfassung der Maßstabs-, Wandrauhigkeits- und Dichteinflüsse, welche über die Möglichkeiten der Modellversuche hinausgehen. Die Ergebnisse dieser numerischen Berechnungen hat Herr Arnold mit einer Formel erfasst,

welche auch für den täglichen Praxiseinsatz geeignet ist. Im Gegensatz zu bisher vorgeschlagenen Gleichungen kann er damit Baugrundeigenschaften, Wandgeometrie und Kontaktverhalten zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung sowie Oberflächenlasten einbeziehen.

Ivo Herle

Vorwort des Autors

Die Berechnung des auf Stützmauern einwirkenden Erddrucks stellt eine der ältesten bodenmechanischen Fragestellungen dar. Dabei galt das Interesse der Ingenieure zunächst der Standsicherheit der Stützkonstruktionen und daraus resultierend den Grenzwerten des Erddrucks. In den letzten Jahrzehnten fand auch die Gebrauchstauglichkeit zunehmende Aufmerksamkeit. Damit stellt sich die Frage nach dem im Gebrauchszustand auf die Konstruktion einwirkenden Erddruck. Die Untersuchung dieser Problematik erfolgte mit Modellversuchen, welche zur Betrachtung verschiedenster Einflussparameter um zahlreiche „numerische“ Modellversuche ergänzt wurden. Die Verknüpfung des physikalischen und des numerischen Modells stellte für mich eine besondere Herausforderung dar.

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau des Instituts für Geotechnik an der Technischen Universität Dresden.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Franke für seine Unterstützung und Förderung, die weit über die fachliche Ebene hinausging. Weiterhin möchte ich Herrn Prof. Herle und Herrn Dr. von Wolfersdorff für die Übernahme der Gutachten, für die kritische Beschäftigung mit meiner Arbeit sowie für alle Gespräche danken.

Bedanken möchte ich mich bei allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern für die offene und freundschaftliche Atmosphäre sowie für ihre Hilfe bei der Vorbereitung der Modellversuche. Danken möchte ich vor allem Herrn Prof. Engel für die intensive Auseinandersetzung mit meiner Arbeit, für alle Hinweise und für seinen Einsatz für mich während der Zeit des Lehrstuhlinhaberwechsels. Besonders in Erinnerung bleiben werden mir die fruchtbare Zusammenarbeit sowie die zahllosen, konstruktiven Gespräche mit Herrn Dr. Neuberg.

Meinen Eltern danke ich für die Förderung meiner Ausbildung in verschiedenster Hinsicht. Schließlich gilt ein herzlicher Dank meiner Frau Karen, die mir stets mit Anteilnahme, Rücksicht und Motivation zur Seite stand.

Das Forschungsvorhaben wurde zum Teil durch die Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert, wofür an dieser Stelle herzlich gedankt sei.

Michael Arnold

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Vorhandener Kenntnisstand	5
2.1	Sonderfälle des Erddrucks	6
2.1.1	Aktiver Erddruck	6
2.1.2	Erdruhedruck	7
2.2	Modellversuche und numerische Untersuchungen	8
2.2.1	Versuche von MÖRSCH	8
2.2.2	Versuche und Finite-Elemente-Berechnungen von SCHMIDT	10
2.2.3	Großmaßstäbliche Versuche von THAMM	11
2.2.4	Finite-Elemente-Untersuchungen von GOH	12
2.3	Empirisch-analytische Ansätze	14
2.3.1	Erddrucknormen	14
2.3.2	Anwendung der kinematischen Methode nach GUDEHUS	17
2.3.3	Ansatz nach SMOLT CZYK	18
2.3.4	Ansatz nach VON WOLFFERSDORFF	19
2.4	Zusammenfassung	19
3	Modellversuche	21
3.1	Versuchsaufbau	21
3.1.1	Modellbildung	21

3.1.2	Modellsand	25
3.1.3	Modellwand	26
3.1.4	Belastungseinrichtung	27
3.1.5	Messeinrichtung	27
3.1.6	Messdosen	28
3.1.7	Versuchsverlauf	30
3.2	Versuchsergebnisse Eigenlast der Hinterfüllung	31
3.2.1	Wandbewegung infolge Eigenlast	31
3.2.2	Erddruck infolge Eigenlast	33
3.2.3	Erddruckresultierende infolge Eigenlast	35
3.2.4	Auflastdruck infolge Eigenlast	38
3.2.5	Auflastdruckresultierende infolge Eigenlast	40
3.3	Versuchsergebnisse Oberflächenlast	43
3.3.1	Wandbewegung infolge Oberflächenlast	44
3.3.2	Erddruck infolge Oberflächenlast	48
3.3.3	Erddruckresultierende infolge Oberflächenlast	50
3.3.4	Auflastdruck infolge Oberflächenlast	53
3.3.5	Auflastdruckresultierende infolge Oberflächenlast	55
4	Numerische Untersuchungen	63
4.1	Allgemeine Grundlagen	63
4.1.1	Stoffgesetz Boden	63
4.1.2	Kontaktformulierung	65
4.2	Nachrechnung der Versuche	66
4.2.1	Modellbildung	67
4.2.2	Berechnungsergebnisse	70
4.2.3	Zusammenfassung	80

4.3	Ebener Fall	82
4.3.1	Modellbildung	82
4.3.2	Charakteristisches Verhalten und Maßstabsabhängigkeit	83
4.3.3	Variation der Baugrundeigenschaften	90
4.3.4	Variation der Lagerungsdichte der Hinterfüllung	93
4.3.5	Variation des Kontaktverhaltens am Vertikalschenkel	95
4.3.6	Variation der Wandgeometrie	98
4.3.7	Variation des Wandquerschnitts	102
4.3.8	Gleichmäßige Oberflächenlast	104
4.3.9	Zusammenfassung	108
5	Berechnungsansatz	111
5.1	Erddruck am Vertikalschenkel	111
5.1.1	Betrag der Erddruckresultierenden	111
5.1.2	Erddruckverteilung	115
5.2	Auflastdruck	119
5.2.1	Auflastdruckverteilung	119
5.2.2	Auflastdruckresultierende	121
5.3	Weitere Kontaktspannungen	122
5.4	Vergleich mit anderen Ansätzen	123
5.4.1	Variation des Reibungswinkels	123
5.4.2	Variation des Kontaktreibungswinkels	125
5.4.3	Variation der Baugrundeigenschaften	126
5.4.4	Oberflächenlast	128
5.4.5	Bewertung und Bemerkungen	129
5.5	Schlussfolgerungen	130
6	Zusammenfassung	133

Literaturverzeichnis	137
A Hypoplastisches Kontaktgesetz	143
B Ergebnisse der Modellversuche	149

Bezeichnungen

A	Auflastdruckkraft
B	Aufstandsbreite der Wand
E	Erddruckkraft, Elastizitätsmodul
E_S	Steifemodul
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
F	Spannungsfaktor
G	Schubmodul, Eigengewichtskraft
GOF	Geländeoberfläche
H	Gesamthöhe der Wand
I	Flächenträgheitsmoment 2. Grades
K, K_M	Erddruckbeiwert, Bemessungserddruckbeiwert SCHMIDT
M	Biegemoment
N	Nachgiebigkeit der Gründung
P	Oberflächenkraft
Q	Querkraft
R	Resultierende
a	Auflastdruck, Konstante
b	Breite, Konstante
c	Kohäsion, Konstante
d	Dicke
e	Erddruck, Porenzahl
e_c	Kritische Porenzahl
e_d, e_i	Porenzahl bei maximaler Scherverdichtung, bei lockerster Lagerung
f	Faktor
f_s, f_d	Faktoren, abhängig von Druck und Porenzahl
h	Höhe des Vertikalschenkels
h_s	Granulathärte
k, k_m	Konstante, Bettungsmodul

k_{rot}, k_{trans}	Rotationsfederkonstante, Translationsfederkonstante
l	Länge
n	Kompressionsexponent
p	Oberflächenlast
s	Verschiebung, Setzung
t	Tangentialverschiebung
u	Dicke der Unterlage (Wandgründung), Verschiebung
v, w	Steifzahlparameter nach OHDE
x	Koordinate senkrecht zur Wandebene, zur Erdseite positiv
y	Koordinate in Wandlängsrichtung
z	Koordinate in vertikaler Richtung, nach unten positiv
α	Wandneigungswinkel, Pyknotropieexponent
β	Geländeneigungswinkel, Pyknotropieexponent
γ	Wichte, Schubverzerrung
δ, δ_A	Erddruckneigungswinkel, Auflastdruckneigungswinkel
δ_{max}	Kontaktreibungswinkel
δ_N	Drehwinkel der Wand bei SCHMIDT
ε	Dehnung
κ	Kontaktbeiwert
λ	Maßstabsfaktor, Wichtungsfaktor beim belastenden Erddruck
ν	Querdehnzahl
φ, φ_c	Winkel der inneren Reibung, kritischer Reibungswinkel
ρ, ρ_s	Dichte, Korndichte
σ	Spannung, Normalspannung im Kontakt
τ	Schubspannung im Kontakt
$\bar{\tau}$	bezogene Schubspannung im Kontakt
$\vartheta'_a, \vartheta_a$	Neigungswinkel der ersten und zweiten Gleitfläche, LODE-Winkel

Tensoren

$\mathbf{1}$	Einheitstensor
$\mathbf{D}$	Verzerrungsgeschwindigkeit
$\mathbf{T}$	CAUCHY-Spannung
$\hat{\mathbf{T}}$	auf das Druckniveau bezogene Spannung
$\hat{\mathbf{T}}^*$	Deviator der bezogenen Spannung
$\overset{\circ}{\mathbf{T}}$	JAUMANNsche Spannungsrate

Indizes

0	im Ruhezustand
1, 2, 3	in Richtung der jeweiligen Koordinaten
EI	Steifigkeit
FEM	FEM-Berechnung
H	Wandgesamthöhe
HS	Horizontalschenkel
M	Modell
MD	Messdose
N	Nachgiebigkeit der Gründung
P	Prototyp
VS	Vertikalschenkel
a	aktiv
e	erdseitig
g	Eigenlast
h	horizontal
l	luftseitig
m	im Mittel
max	maximal
min	minimal
n	normal
p	Oberflächenlast
ref	Bezugswert
t	tangential
v	vertikal
x, y, z	in Richtung der jeweiligen Koordinaten
δ	Erddruckneigung
κ	Kontakt

Geometrische Bezeichnungen

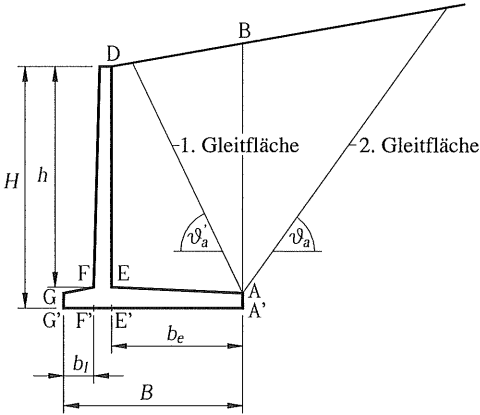


Abbildung 1: Bezeichnungen an der Winkelstützwand

Kapitel 1

Einleitung

Winkelstützwände kommen mittlerweile seit einigen Jahrzehnten zur Sicherung von vorwiegend aufgeschütteten Geländesprüngen zum Einsatz. Die dabei vorkommenden Wandhöhen reichen im Regelfall von unter einem Meter bis hin zu sieben Metern, in Ausnahmefällen auch darüber hinaus. Die Entwicklung dieser Form einer Stützmauer wurde durch den Stahlbeton ermöglicht, der anders als Mauerwerk auch eine Beanspruchung durch Biegezug erlaubt. Die entstehende Einsparung an konstruktiver Breite verringert den Materialeinsatz und schafft so die Voraussetzung für einen weiteren wichtigen Vorteil – die Möglichkeit der Vorfertigung und der damit einhergehenden Bauzeit- und Baukostenersparnis.

Ausgehend von der im Querschnitt L-förmigen Grundform fand die Entwicklung zahlreicher weiterer Varianten statt, um die Winkelstützwand an spezielle konstruktive, rechtliche und ökonomische Randbedingungen konkreter Baumaßnahmen anzupassen. Abb. 1.1 zeigt einige Beispiele dafür.

Problemstellung

Aus statischer Sicht sind bei Winkelstützwänden – ähnlich wie bei anderen Stützkonstruktionen – zwei Tragsysteme zu betrachten: Zum einen das Gesamttragwerk Baugrund-Stützbauwerk-Hinterfüllung mit den Nachweisen der Flachgründung und des Geländesprungs sowie zum anderen das Einzeltragwerk Winkelstützwand mit seinen Bauteilquerschnitten. In beiden Fällen bildet der Erddruck eine maßgebliche Einwirkung, unterscheidet sich jedoch bezüglich der dabei betrachteten Angriffsfläche. Während der Erddruckansatz für das Gesamttragwerk hinsichtlich des Bruchzustands als gesichert gilt,

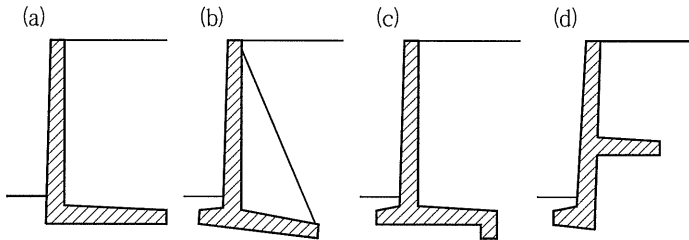


Abbildung 1.1: Winkelstützwände: (a) L-Form, (b) aussteifende Rippe und geneigte Sohle, (c) vertikale Schenkelverlängerung, (d) vertikal versetzter erdseitiger Horizontal-schenkel

differieren die veröffentlichten Ansätze für den direkt auf die Winkelstützwand wirkenden Erddruck teilweise erheblich.

Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit von Winkelstützwänden ist es erforderlich, Kenntnisse über Größe und Verteilung der im Gebrauchszustand auftretenden Einwirkungen auf das Tragwerk zu erlangen. Dazu liefert die vorliegende Arbeit einen Beitrag.

Vorgehensweise

Untersucht werden die wechselseitigen Beziehungen zwischen Wandkinematik und sich einstellender Belastung durch das an die Winkelstützwand angrenzende Erdreich im Gebrauchszustand. Zum Einsatz kommen Modellversuche und numerische Simulationen mit der Methode der finiten Elemente (FEM). Beiden Untersuchungsmethoden liegt der Gedanke zu Grunde, das Gesamtsystem Baugrund–Winkelstützwand–Hinterfüllung durch Errichtung der Wand, Hinterfüllung und Aufbringen von Oberflächenlasten nachzubilden.

Im Rahmen der Modellversuche werden die Wandbewegungen und die sich an Horizontal- und Vertikalschenkel einstellende Belastung aus Erd- bzw. Auflastdruck beobachtet. Dabei erfolgt eine Variation der Wandgeometrie und der Eigenschaften der Gründung. Die erhaltenen Versuchsergebnisse werden nicht benutzt, um direkte Übertragungen vom Modell auf den Prototyp vorzunehmen, sondern dienen als Datenbasis für dreidimensionale Nachrechnungen mit der FEM. Damit wird es möglich, die Eignung der gewählten FEM-Modellierung mit ihren verschiedenen Bestandteilen zu überprüfen.

Mit Hilfe des so verifizierten FEM-Modells werden zweidimensionale numerische Untersuchungen im Prototypmaßstab ausgeführt. Besondere Bedeutung kommt dabei dem für den nichtbindigen Boden eingesetzten hypoplastischen Stoffgesetz zu. Es berücksichtigt die Abhängigkeit der Verformungseigenschaften vom Spannungsniveau sowohl bei isotropen als auch bei deviatorischen Verformungen und ermöglicht dadurch mit einem Satz an Stoffgesetzparametern Berechnungen in verschiedenen Maßstäben. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen erfolgt durch Variation ein Studium der unterschiedlichen Einflüsse verschiedenster relevanter Parameter.

Auf Basis der so gewonnenen Erkenntnisse werden Ansätze für den direkt auf die Stützwand einwirkenden Erd- und Auflastdruck entwickelt, welche dem sich im Gebrauchszustand einstellenden Verformungsverhalten Rechnung tragen und so eine wirklichkeitsnähere Betrachtung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit zulassen.

Kapitel 2

Vorhandener Kenntnisstand

Bei der statischen Berechnung einer Winkelstützwand werden hinsichtlich der Nachweisführung grundsätzlich zwei Systeme betrachtet:

1. **Gesamttragwerk Stützbauwerk–Boden:** Es ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Flachgründung und für den Geländesprung nachzuweisen (frühere Bezeichnung: äußere Standsicherheit). Für die Flachgründung muß i. Allg. auch der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erbracht werden.
2. **Einzeltragwerk Winkelstützwand:** Erforderlich ist der Nachweis der Bauteilquerschnitte der Stützkonstruktion für beide Grenzzustände (frühere Bezeichnung: innere Standsicherheit).

In beiden Fällen stellt der Erddruck eine maßgebliche Einwirkung dar, wobei jedoch unterschiedliche Wirkungsflächen betrachtet werden. Während bezüglich des Erddruckansatzes für das Gesamttragwerk weitgehende Einigkeit herrscht, differieren die veröffentlichten Ansätze für den Nachweis der Bauteilquerschnitte deutlich.

Für den in seiner Größe von den auftretenden Verzerrungen abhängigen belastenden Erddruck bilden aktiver Erddruck und Erdruhedruck natürliche Bezugswerte. Deshalb werden diese beiden Sonderfälle des Erddrucks mit der jeweils benutzten Formulierung zunächst kurz vorgestellt.

2.1 Sonderfälle des Erddrucks

2.1.1 Aktiver Erddruck

Den unteren Grenzwert bildet der aktive Erddruck, welcher sich bei einer horizontalen Dehnung des Erdreichs einstellt. Die zur vollen Mobilisierung des Grenzzustands erforderlichen Deformationen hängen im Wesentlichen vom Zustand des Bodens (Lagerungsdichte, Konsistenz), der vertikalen Ausdehnung der betrachteten Angriffsfläche sowie der Verteilung der Verzerrungen über die Angriffsfläche ab.

Einen ersten Ansatz für den im ebenen Fall auf eine Stützmauer einwirkenden Erddruck entwickelte COULOMB. Er setzt voraus, dass sich bei einer zur Luftseite hin gerichteten Bewegung der Wand ausgehend vom Wandfußpunkt eine ebene Gleitfläche (Linienbruch) ausbildet, in welcher die Scherfestigkeit voll mobilisiert ist. An dem durch Wandrückseite, Gleitfläche und Geländeoberfläche begrenzten Keil kann unter Annahme einer Richtung der Erddruckkraft das Kräftegleichgewicht ermittelt werden. Maßgebend ist diejenige Gleitfläche, bei der sich die maximale Erddruckkraft ergibt.

PONCELET entwickelte auf Basis des COULOMBSchen Extremalprinzips und unter Ausnutzung des REBHANNschen Satzes ein grafisches Verfahren für kohäsionslosen Boden. Für den Fall einer ebenen Geländeoberfläche und einer ebenen Wandrückseite stellte MÜLLER-BRESLAU [49] für diese Konstruktion eine analytische Formulierung auf. Mit den Bezeichnungen und Vorzeichenkonventionen der DIN 4085-100 [13] ergibt sich für die Horizontalanteile der Erddruckkraft infolge Eigenlast und gleichmäßiger Oberflächenlast die gebräuchliche Beziehung

$$E_{ah} = K_{agh} \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} + K_{aph} \cdot p \cdot h \quad (2.1)$$

mit

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right]^2} \quad (2.2)$$

und

$$K_{aph} = K_{agh} \cdot \frac{\cos(\alpha) \cdot \cos(\beta)}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (2.3)$$

Die Angriffsrichtung des Erddrucks muss dabei bekannt sein. Der Erddruckneigungswinkel δ ergibt sich aus der Wandkinematik und wird begrenzt durch den Kontaktreibungswinkel

δ_{max} zwischen Wand und Boden. Im Allgemeinen werden dafür Annahmen auf der Basis von Erfahrungswerten getroffen.

MÜLLER-BRESLAU stellt ausführlich einige Widersprüche dar, welche sich aus der Annahme ebener Gleitflächen ergeben können. KREY zeigt in [40], dass diese Annahme lediglich im RANKINESchen Zustand zutreffen kann. Aufgrund der im Vergleich zu anderen bei Erddruckberechnungen zu treffenden Annahmen geringen Auswirkung auf das Ergebnis erscheint die ebene Gleitfläche für den Praxiseinsatz in bestimmten Grenzen gerechtfertigt.

RANKINE entwickelte eine Theorie, indem er von einem unendlichen Erdkörper mit ebener Geländeoberfläche ausgeht. Zunächst ergibt sich, dass in jedem beliebigen Punkt einer senkrechten Schnittfläche die darauf wirkende Spannung oberflächenparallel sind. Unter der weiteren Voraussetzung, dass in jedem Punkt die Spannungen das MOHR-COULOMBSche Bruchkriterium erfüllen (Flächenbruch), kann mit Hilfe des MOHRschen Spannungskreises der Spannungszustand bestimmt werden. Diese Verhältnisse werden auch als RANKINEScher Zustand bezeichnet.

An einem senkrechten Schnitt der Höhe h ergeben sich für die Darstellung nach Gl. 2.1 die Erddruckbeiwerte zu

$$K_{agh} = K_{aph} = \frac{\cos^2 \varphi \cdot \cos^2 \beta}{\left[\cos \beta + \sqrt{\sin(\varphi + \beta) \cdot \sin(\varphi - \beta)} \right]^2} . \quad (2.4)$$

Diese Gleichung stellt einen Sonderfall von Gl. 2.2 bzw. Gl. 2.3 dar. Die Neigungen der beiden Gleitflächen lassen sich ebenfalls am Spannungskreis ableiten. Sie betragen

$$\vartheta_a = \frac{1}{2} \cdot \left[\varphi + \beta \pm \arccos \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) \right] \quad (2.5)$$

$$\text{bzw.} \quad \vartheta'_a = \frac{1}{2} \cdot \left[\varphi - \beta \mp \arccos \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) + \pi \right] , \quad (2.6)$$

wobei das obere Vorzeichen für $\beta \geq 0$ und das untere für $\beta < 0$ gilt.

2.1.2 Erdruhedruck

Treten im Boden infolge des vorhandenen Spannungszustands keine Dehnungen oder Stauungen auf, so wird der auf eine gedachte Schnittfläche wirkende Druck als Erdruhedruck bezeichnet. Seine Größe wird im Wesentlichen durch die Belastungsgeschichte geprägt. Eine Übersicht über Ansätze bei überkonsolidierten Böden geben MAYNE und KULHAWY in [42].

Als Bezug für den Erddruck auf Stützkonstruktionen ist der Zustand der Normalkonsolidation zu betrachten. Für den Fall des Halbraums mit horizontaler Geländeoberfläche und eines senkrechten Schnitts im Boden ist der von JAKY angegebene und von anderen Autoren experimentell abgesicherte Erddruckbeiwert

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.7)$$

allgemein gebräuchlich.

GÜNTHER beschäftigte sich in [26] mit dem Erdruhedruck im Halbraum mit geneigter Oberfläche. Er diskutiert verschiedene Ansätze, von welchen der von ihm als Hauptspannungshypothese bezeichnete alle aufgestellten Forderungen erfüllt und als auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden kann (Gl. 2.8). Es ergibt sich ein Erddruckbeiwert von

$$\overline{K_{0h}} = \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \cdot \cos^2 \beta . \quad (2.8)$$

Weiterhin untersucht er in [27] den Einfluss einer starren, senkrechten Wand sowie eines variablen Erddruckneigungswinkels auf die Ruhedruckspannungen. An einem symmetrischen Keilmodell leitet er für den Eigenlastanteil die Beziehung

$$K_{0gh} = \overline{K_{0h}} \cdot \frac{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \delta} \quad (2.9)$$

mit

$$\tan \alpha_1 = \sqrt{\frac{\overline{K_{0h}}}{1 + \overline{K_{0h}} \cdot \tan^2 \beta}} \quad (2.10)$$

ab. Für geneigte Wandrückseiten kann nach [28] näherungsweise Gl. 2.9 zusätzlich mit dem Faktor

$$f = 1 - |\tan \alpha \cdot \tan \beta| \quad (2.11)$$

multipliziert werden. Die Herleitung geht von einer dreieckförmigen Verteilung des Erddrucks aus, so dass der Eigenlastanteil der Erdruhedruckresultierenden analog Gl. 2.1 zu berechnen ist.

2.2 Modellversuche und numerische Untersuchungen

2.2.1 Versuche von MÖRSCH

Um die Frage nach den sich hinter einer nachgiebig gegründeten Winkelstützwand einstellenden Gleitflächen zu klären, führte MÖRSCH kleinmaßstäbliche Modellversuche durch

[48]. Dazu bewegte er eine mit trockenem Sand hinterfüllte Wand in horizontaler Richtung vom Boden weg und beobachtete die sich bei verschiedenen Hinterfüllungsneigungen und Horizontalschenkelbreiten ergebende Bruchkörpergeometrie. Er stellte fest, dass sich – eine gewisse Mindestbreite des erdseitigen Horizontalschenkels vorausgesetzt – ausgehend von dessen Ende zwei Gleitflächen ausbilden, zwischen denen ein Erdkeil vertikal nach unten gleitet.

Es stellte sich heraus, dass die so ermittelten Neigungen der Gleitflächen $\overline{AC}$ und $\overline{AC'}$ nach Abb. 2.1a) mit den sich im aktiven Fall aus der RANKINESchen Erddrucktheorie ergebenden Gleitflächenwinkeln (Gl. 2.5 und Gl. 2.6) übereinstimmen. MÖRSCH wies nach, dass die Spannungen im Boden des Gleitkeils mit dem RANKINESchen Zustand beschrieben werden können. Unter dieser Voraussetzung zeigt er, dass die Resultierende R bei einem Ansatz der unter $\delta = \varphi$ geneigten aktiven Erddruckkraft $E_{a,\overline{AC'}}$ auf Gleitfläche $\overline{AC'}$ mechanische äquivalent ist zu der Resultierenden, die sich bei einer unter $\delta = \beta$ geneigten Erddruckkraft $E_{a,\overline{AB}}$ auf Fläche $\overline{AB}$ ergibt. Die Neigungen der beiden Gleitflächen bestimmen sich nach Gl. 2.5 bzw. Gl. 2.6.

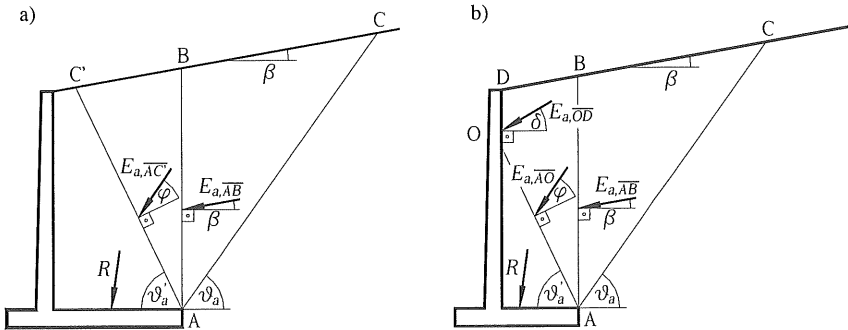


Abbildung 2.1: Erddruckansätze bei langem und kurzem erdseitigen Schenkel nach [48]

Tritt die 1. Gleitfläche nicht an der Geländeoberfläche aus, sondern schneidet den Vertikalschenkel, so wirkt der Erddruck auf die gebrochene Gleitfläche $\overline{AOD}$ nach Abb. 2.1b). Nur für den Fall, dass die im oberen Wandbereich angreifende Erddruckkraft $E_{a,\overline{OD}}$ mit $\delta = \beta$ wirkt, ist der Ansatz im senkrechten Schnitt mechanisch äquivalent. Für $\delta > \beta$ ergibt dieser Ansatz eine flachere Neigung der Resultierenden R und liefert somit ungünstigere Ergebnisse. Im Fall $\delta < \beta$ gilt das Gegenteil.

Die von MÖRSCH entwickelte Vorgehensweise gilt ebenfalls für gleichmäßige, unbegrenzte Oberflächenlasten. Sie wird bis heute von den Normen [12, 13, 52] für nachgiebig gegründete Winkelstützwände empfohlen.

2.2.2 SCHNEEBELI-Versuche und Finite-Elemente-Berechnungen von SCHMIDT

Den Gegenstand einer 1981 von SCHMIDT veröffentlichten Arbeit bildete die Untersuchung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund [57]. Neben weggesteuerten Großversuchen an Stützwänden ohne erdseitigen Schenkel führte er u. a. SCHNEEBELI-Versuche an einer Winkelstützwand mit kurzem Horizontalschenkel durch. Bei Versuchen mit einer festen Drehachse am luftseitigen Wandfuß und einer Drehung weg von der Hinterfüllung zeigten sich in der Hinterfüllung zwei annähernd kreisförmige Bewegungsmodi (s. Abb. 2.2). Zum einen wurde ein Volumen im Zwickel der Stützwand mit ihr gemeinsam bewegt, zum anderen rutschte im oberen Wandbereich ein Gleitkörper nach.

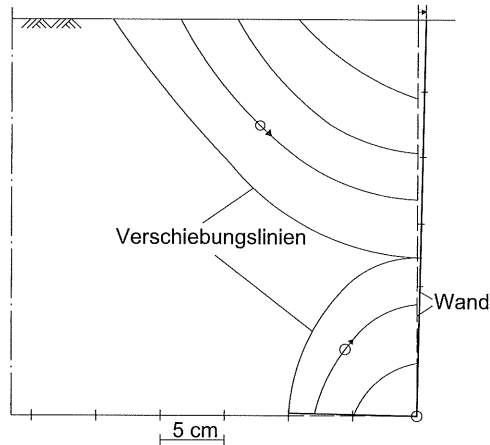


Abbildung 2.2: Ergebnis Schneebeli-Versuch nach [57]

Weiterhin führte SCHMIDT mit Hilfe eines einfachen nichtlinearen Stoffgesetzes ebene FEM-Berechnungen an Brückenwiderlagerstützwänden aus. Deren Ziel bestand in der Ermittlung der als entscheidend erkannten Bauwerk–Baugrund–Interaktion unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Setzungsverhaltens des Untergrunds. Im Fall sich simultan

zur Hinterfüllung einstellender Verformungen (nichtbindiger Baugrund) neigte sich die Wand zwar stark zur Erdseite, entzog sich jedoch einem erhöhten Erddruck.

Für den Fall sich größtenteils erst nach Beendigung des Hinterfüllvorgangs einstellender Setzungen ergaben sich Erddrücke, die teilweise den Erdruhe- und Verdichtungsdruck überstiegen. Im Endzustand hatte sich die Wand dabei gegen das Erdreich gedreht sowie horizontal und vertikal verschoben. In Auswertung der Ergebnisse wird folgende Vorgehensweise empfohlen:

1. Ermittlung der Verkantung in Richtung Luftseite durch Setzungsermittlung nach der Spannungstheorie von BOUSSINESQ infolge der äußeren Lasten unter Verwendung des Erdruhe- und des Verdichtungsdrucks.
2. Ermittlung der Verkantung in Richtung Erdseite aus dem Einfluss der Hinterfüllung.
3. Superposition der Anteile 1) und 2) zur resultierenden Verkantung δ_N [rad].
4. Ermittlung eines Bemessungserddruckbeiwerts K_M in Abhängigkeit vom Erdruhe- und Verdichtungsdruckbeiwert K_0 und der resultierenden Verkantung mit $K_M = K_0 + 32 \cdot |\delta_N|$. Eine rückdrehende Wandbewegung wird dabei vorausgesetzt.
5. Bemessung der Wand unter Ansatz des rechteckförmig verteilten Erddrucks mit $e_h = K_M \cdot \gamma \cdot \frac{h}{2}$ und Berücksichtigung des Verdichtungsdrucks.

Für den Gleitsicherheitsnachweis wird ein gegenüber dem Bemessungserddruck um 30 % erhöhter Erddruck empfohlen.

2.2.3 Großmaßstäbliche Versuche von THAMM

Im Rahmen eines anderen Forschungsprojekts führte THAMM [61] Untersuchungen an einer zur Abschottung des Versuchsfelds dienenden Winkelstützwand aus Betonfertigteilelementen durch. Das eigentliche Ziel bestand in der Ermittlung des Gleitwiderstands in der Gründungssohle.

Zur Messung der Erddruck- und Sohlspannungsverteilung an den 3,55 m hohen Elementen wurden pneumatische Ventildruckgeber genutzt. Als Hinterfüllung der in ein 5 cm dickes Sandbett gesetzten Wand kam ein stark kiesiger Sand zum Einsatz, der lagenweise mit einem Oberflächenrüttler verdichtet und bei Proctorwassergehalt eingebaut wurde.

Nach Fertigstellung der Hinterfüllung ergab sich am Vertikalschenkel die in Abb. 2.3 dargestellte Erddruckverteilung mit einer typischen Ausbildung des Verdichtungsdrucks im

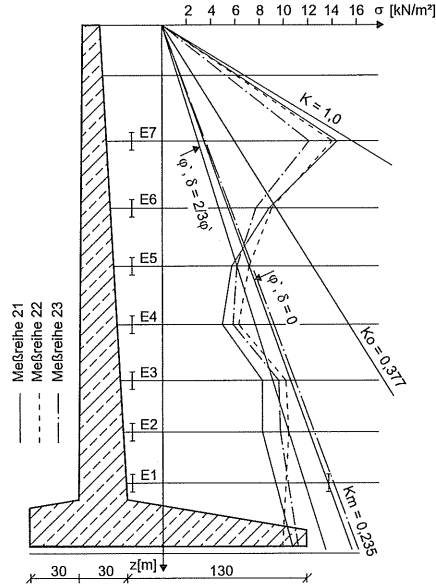


Abbildung 2.3: Erddruckverteilung nach Beendigung der Hinterfüllung (nach [61])

oberen Wandbereich, wie sie auch in [43, 45, 59] beschrieben wurde. Im unteren Wandbereich stellten sich niedrigere Erddrücke ein, welche teilweise unter dem aktiven Erddruck bei $\delta_a = \frac{2}{3}\varphi$ lagen. Daraus resultierte ein Betrag der horizontalen Erddruckkraft von der Größe des aktiven Erddrucks bei $\delta_a = 0$ mit einer bezogenen Tiefenlage von $\bar{z} = 0,56$.

Eine anschließende Belastung der Oberfläche mit bis zu $97,5 \text{ kN/m}^2$ führte zunächst zu einer Abnahme des Betrags der Erddruckresultierenden. Erst nach Entlastung und Wiederbelastung in einer weiteren Laststellung konnte ein Anwachsen des Erddrucks verzeichnet werden. Im anschließenden Zugversuch zeigte sich anhand einer großen freien Standhöhe deutlich die vorhandene Wirkung einer Kapillarkohäsion.

2.2.4 Finite-Elemente-Untersuchungen von GÖH

GÖH veröffentlichte 1993 die Ergebnisse einer Parameterstudie zum Verhalten von Winkelstützwänden im Gebrauchszustand [20]. An einer vereinfachten Geometrie mit horizontaler Geländeneigung der Hinterfüllung untersuchte er die Einflüsse der Wandsteifigkeit, der Untergrundeigenschaften einschließlich des Kontakts, der Wandrauigkeit des Vertikalschenkels sowie der Breite der Horizontalschenkel auf die Wanddeformation und die

Erddruckverteilung. Die Modellierung von Wand und Baugrund erfolgte eben mit isoparametrischen Acht-Knoten-Elementen. Für das Wandmaterial kam ein linear-elastisches, für den Boden ein linear-elastisch-perfekt-plastisches Stoffgesetz mit MOHR-COULOMB'scher Bruchbedingung zum Einsatz. Zur Beschreibung des Kontakts zwischen Boden und Wand fanden Interface-Elemente mit sechs Knoten Verwendung, deren Steifigkeit normal zur Kontaktfläche konstant und tangential dazu abhängig von der Ausnutzung der Scherfestigkeit angenommen wurde. Zur Simulation der Wandherstellung erfolgte der Einbau der Elemente hinter der Wand lagenweise in 10 Schritten mit einem dem Ruhedruckzustand nach JAKY entsprechenden Ausgangsspannungszustand.

Die Wand unterlag während der Hinterfüllung kontinuierlich einer horizontalen Translation zur Luftseite hin sowie einer setzungsbedingten Vertikalverschiebung. Bei niedriger Hinterfüllhöhe ergab sich infolge der durch die Verdichtung der Unterlage hervorgerufenen Mitnahmesetzungen eine Drehung der Wand zum Geländesprung hin. Erst gegen Ende des Hinterfüllvorgangs kam es zu einer Rotation der Wand in die entgegengesetzte Richtung.

Die Auswertung hinsichtlich Erddruck erfolgte in Schnitten unmittelbar hinter dem Vertikalschenkel sowie im gedachten senkrechten Schnitt ausgehend vom Ende des erdseitigen Horizontalschenkels, wobei nur die horizontale Erddruckkomponente betrachtet wurde. Die Untersuchungen ergaben prinzipiell im oberen Wandbereich Erddrücke in der Größe des aktiven Erddrucks mit einer Zunahme zum Wandfuß hin auf den Betrag des erhöhten aktiven Erddrucks bis hin zum Erdruhedruck. Als besonders signifikant in ihrem Einfluss auf die Größe des Erddrucks stellte sich gegenüber anderen variierten Parametern die Rauigkeit der Wandoberfläche dar.

Auf Basis der gewonnenen Berechnungsergebnisse formuliert GOH den in Abb. 2.4a) dargestellten Vorschlag eines Bemessungsansatzes für direkte Belastung des Vertikalschenkels. Er empfiehlt in dessen oberer Hälfte den Ansatz des aktiven Erddrucks unter Zugrundelegung des RANKINESchen Zustands. Im unteren Wandbereich schlägt er einen linearen Anstieg bis zum Wandfuß auf den Erdruhedruck nach JAKY bei glatter Wandoberfläche bzw. auf den erhöhten aktiven Erddruck bei rauher Wandoberfläche vor.

Damit ergibt sich für den Betrag und die bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden bei glatter Wandoberfläche

$$E_{gh} = \frac{K_{agh} + K_{0gh}}{2} \cdot \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \quad (2.12)$$

$$\frac{z}{h} = \frac{3K_{agh} + 5K_{0gh}}{6 \cdot (K_{agh} + K_{0gh})} \quad (2.13)$$

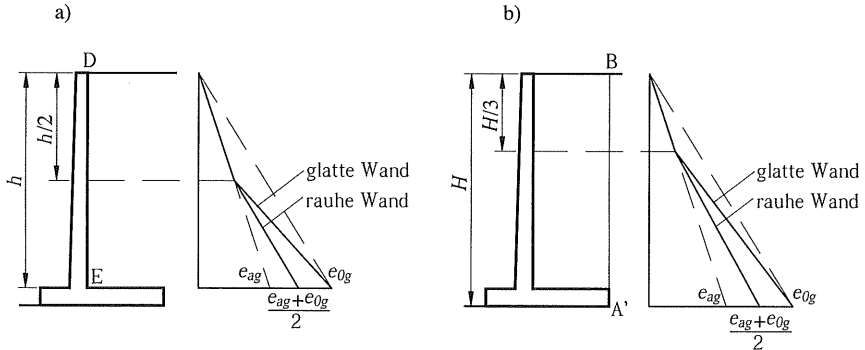


Abbildung 2.4: Vorschlag für den Bemessungsansatz des Erddrucks a) direkt auf den Vertikalschenkel im Schnitt DE b) im senkrechten Schnitt A'B nach [20]

und bei rauher Wandoberfläche

$$E_{gh} = \frac{3K_{agh} + K_{0gh}}{4} \cdot \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \quad (2.14)$$

$$\frac{z}{h} = \frac{11K_{agh} + 5K_{0gh}}{6 \cdot (3K_{agh} + K_{0gh})} \quad (2.15)$$

Am Gesamtsystem empfiehlt er für die Nachweise des Grenzzustands der Tragfähigkeit im Regelfall den aktiven Erddruck. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entwickelt er ähnliche, in Abb. 2.4b) dargestellte Erddruckverteilungen, wobei der lineare Anstieg auf den Erdruhedruck bzw. auf den erhöhten aktiven Erddruck bereits im oberen Drittelspunkt der gedachten vertikalen Wand A'B beginnt. Damit ergibt sich ein etwas höher liegendes Erddruckniveau als direkt an der Wand.

2.3 Empirisch-analytische Ansätze

2.3.1 Erddrucknormen

DIN 4085

Für Berechnungen am Gesamttragwerk empfiehlt die Norm in ihrer Fassung vom Februar 1987 die auf MÖRSCH zurückgehende Berechnung (siehe 2.2.1) mit der Einschränkung, bei unnachgiebiger Gründung den Erdruhedruck in Ansatz zu bringen. Für die Bemessung des vertikalen Wandschenkels stellt DIN 4085 einen gesonderten Erddruckansatz

zur Verfügung [12]. Näherungsweise soll der unter $\delta = \beta$ geneigte aktive Erddruck angenommen werden. Der Erddruck infolge Eigenlast des Bodens ist dabei trapezförmig umzulagern, wobei für die Erddruckordinaten $e_{ag,2} = 2 \cdot e_{ag,1}$ gelten soll (Abb. 2.5).

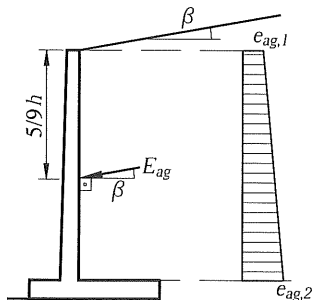


Abbildung 2.5: Erddruckansatz nach DIN 4085 (1987)

Damit ergibt sich eine etwas höhere bezogene Lage der Resultierenden aus Eigenlast:

$$\frac{z}{h} = \frac{5}{9} \quad (2.16)$$

Es ist zu beachten, dass die für Nachweise am Gesamtsystem bestimmte Sohlspannungsverteilung hingegen von einer Lage dieser Resultierenden im unteren Drittelpunkt der Wand ausgeht. Eine vom Kräftesystem her widerspruchsfreie Schnittkraftermittlung für alle Querschnittsteile der Wand ist deshalb nur möglich, wenn die Sohlspannungsverteilung unter Ansatz eines derart modifizierten Erddrucks neu berechnet wird.

Dieses Vorgehen erhöht lediglich das bemessungswirksame Biegemoment am Fußpunkt des Vertikalschenkels und dabei auch nur den Anteil aus Eigenlast, nicht jedoch den unter Umständen bedeutenderen Anteil aus Verkehrslast. Die ebenfalls bemessungsrelevante Querkraft ergibt sich allein aus dem aktiven Erddruck.

TGL 11464

Für Standsicherheitsbetrachtungen am Gesamttragwerk verfährt der Entwurf des Teils 4 der TGL11464 [60] vom August 1989 in gleicher Weise wie DIN 4085. Beim Nachweis der Bauteilquerschnitte wird von einer Bewegung der Wand zur Luftseite hin ausgegangen. Während der Boden im Wandzwickel unterhalb der sich ausbildenden Gegengleitfläche sich mit der Wand mitbewegt und im Ruhedruckzustand verbleibt, herrscht oberhalb der Gegengleitfläche der aktive Zustand. Deshalb wird an der Rückseite des Vertikalschenkels

2.3.2 Anwendung der kinematischen Methode nach GUDEHUS

GUDEHUS zeigt in [24] die Anwendung der kinematischen Methode auf verschiedene Probleme der Erddruckberechnung. Die Grundlage dieser Methode bildet die Annahme vereinfachter Bruchmechanismen, bei denen das Scherversagen des Bodens auf diskrete Gleitflächen beschränkt bleibt. Der für die jeweilige Aufgabe ungünstigste Bruchmechanismus wird durch Variation gefunden. Aufgrund dieser Voraussetzungen kann die Methode nur bei Betrachtungen im Grenzzustand angewandt werden. Über die Verteilung der Spannungen in den Gleitflächen ist keine Aussage möglich.

Bei Winkelstützwänden geht GUDEHUS von zwei Gleitflächen aus. Die erste Gleitfuge ergibt sich stets als Ebene durch Wandkopf und hinteres Ende des Horizontalschenkels. Die zweite ist unter Vernachlässigung der RANKINESchen Theorie in ihrer Lage zu variieren. Für das Verfahren ist es weiterhin notwendig, für einen der Bruchkörper die Bewegungsrichtung sowie die Wirkungsrichtung der Erddruckkraft vorzugeben. Ausgehend von diesen Voraussetzungen kann für eine bestimmte Lage der zweiten Gleitfuge der Hodograph, d. h. die Darstellung der Bewegungsrichtungen der einzelnen Gleitkörper gezeichnet werden. Daraus ergeben sich die Wirkungsrichtungen der Reibungs- und Kohäsionskräfte, womit sich das Krafteck zeichnen und die Erddruckkraft ermitteln läßt. Durch Variation der zweiten Gleitfuge und Wiederholung der Arbeitsschritte läßt sich dann die gesuchte Erddruckkraft als Extremalwert bestimmen.

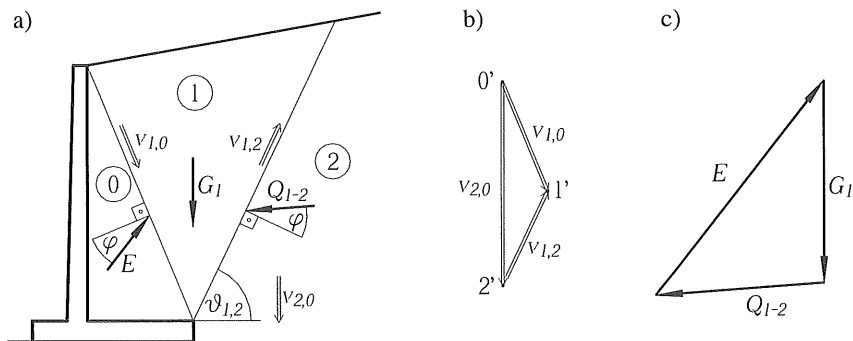


Abbildung 2.7: Erddruckermittlung nach [24] bei unnachgiebiger Stützwand und sich setzender Hinterfüllung: a) Situation, b) Hodograph, c) Krafteck

Der Vorteil dieser Methode liegt in der Flexibilität hinsichtlich der Anwendung auf Spezialfälle. So läßt sich z. B. die Belastung einer tief gegründeten und damit unnachgiebigen Winkelstützwand bei sich setzender Hinterfüllung ableiten (Abb. 2.7).

2.3.4 Ansatz nach VON WOLFFERSDORFF

Im Zuge der Einführung des Standsicherheitskonzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten im Grundbau veröffentlichte VON WOLFFERSDORFF im Rahmen eines Bemessungsbeispiels [67] den in Abb. 2.9 dargestellten Erddruckansatz für den Nachweis der Bauteilquerschnitte. Dieser vermutlich auf eine kurze Empfehlung von GUDEHUS u. A. in [25] zurückgehende Ansatz fand 1996 in DIN 4085-100 [13] Eingang und sieht die Berücksichtigung des erhöhten aktiven Erddrucks

$$e_{0a} = \frac{e_a + e_0}{2} \quad (2.17)$$

als Mittelwert aus aktivem Erddruck und Erdruhedruck vor. Dies gilt sowohl für den dreieckförmig verteilten Erddruckanteil Eigenlast sowie für den rechteckförmig verteilten Anteil Auflast. Die Erddruckneigung δ entspricht dabei der Geländeneigung β .

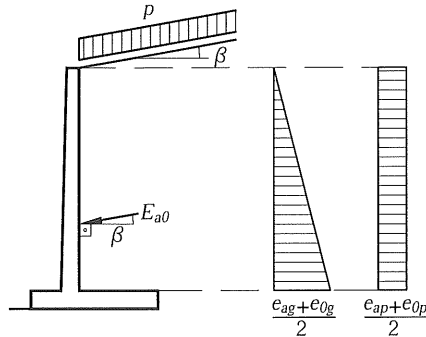


Abbildung 2.9: Erddruckansatz nach [67]

Der Ansatz zielt darauf ab, in einer einfach handhabbaren Art und Weise der am Vertikalschenkel gegenüber dem aktiven Erddruck erhöhten Belastung Rechnung zu tragen.

2.4 Zusammenfassung

Die Ansätze von MÖRSCH und GUDEHUS ermöglichen es, den auf die sich im Bruchzustand ausbildende 1. Gleitfläche einwirkende Erddruckkraft der vorhandenen Kinematik entsprechend zu berechnen. Damit kann der Grenzzustand der Tragfähigkeit für das Gesamttragwerk Stützbauwerk–Boden sicher nachgewiesen werden.

Hinsichtlich des direkt auf die Winkelstützwand einwirkenden Erddrucks bestehen zwischen den veröffentlichten Ergebnissen jedoch deutliche Unterschiede. Während die expe-

rimentellen Untersuchungen von THAMM Erddruckkräfte nur wenig oberhalb der aktiven Erddruckkraft ergaben, erhielten GOH und SCHMIDT auf numerischem Weg höhere, teilweise oberhalb der Erdruhedruckkraft liegende Kräfte. Auch differieren die Verteilungen des Erddrucks grundsätzlich. Die Ursachen dafür sind in vielfältigen Unterschieden in den numerischen Modellen bzw. im verdichteten Einbau eines kapillarkohäsiven Materials bei THAMM zu suchen.

Die Autoren der empirisch-analytischen Ansätze sind sich dahingehend einig, dass zur Bemessung des Vertikalschenkels ein höheres Biegemoment zu berücksichtigen ist, als es sich aus dem aktiven Erddruck ergibt. Die Erddruckansätze weisen untereinander jedoch wiederum sehr starke Unterschiede auf. So reicht beispielsweise der Größe der Erddruckkraft von der aktiven (DIN4085) bis nahe an die des Erdruhedrucks (TGL11464, SMOLTCZYK).

Die aufgezeigten Differenzen in den veröffentlichten Ergebnissen und Berechnungsansätzen dokumentieren eine gewisse Unsicherheit und motivieren zu eigenen Untersuchungen der Problematik mittels experimenteller und numerischer Untersuchungen.

Kapitel 3

Modellversuche

Zur Untersuchung des grundsätzlichen mechanischen Verhaltens von Winkelstützwänden bei Belastung durch Eigenlast der Hinterfüllung sowie durch Oberflächenlasten wurden Modellversuche ausgeführt. Das besondere Interesse galt dabei der Wandkinematik und der sich einstellenden Belastung der Winkelstützwand durch das angrenzende Erdreich im Gebrauchszustand, da die Zielstellung in der Bereitstellung charakteristischer Einwirkungen für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit bestand.

3.1 Versuchsaufbau

3.1.1 Modellbildung

Den Modellversuchen wurde der Gedanke zugrunde gelegt, mit einer Simulation des Systems Baugrund–Stützwand–Hinterfüllung die wechselseitigen Beziehungen zwischen Verformung sowie Größe und Verteilung des Erddrucks in ihrer Gesamtheit zu erfassen [39]. In diesem Sinn erfolgte auch die Versuchsdurchführung durch Nachbildung der Errichtung und Hinterfüllung einer Stützmauer [3]. Damit werden Wanddeformationen während der Hinterfüllung sowie während des Einwirkens von Oberflächenlasten entsprechend den Lagerungsbedingungen der Stützwand ermöglicht.

Bei der Modellbildung wird zunächst von einem Modellmaßstab λ ausgegangen, mit welchem die linearen Abmessungen des Prototyps P auf die des Modells M abgebildet werden:

$$\lambda = \frac{l_P}{l_M} . \quad (3.1)$$

Die Abhängigkeiten der Maßstäbe der weiteren dimensionsbehafteten Parameter können mit Hilfe der z. B. durch GÖRTLER [21] beschriebenen Dimensionsanalyse ermittelt werden. Dazu werden die Parameter durch die Wahl geeigneter Bezugsgrößen in eine dimensionslose Form überführt. Diese dimensionslosen Größen (in der Dimensionsanalyse als Π -Parameter bezeichnet) weisen in allen Größensystemen die gleichen Zahlenwerte auf. Bei dem vorliegenden, statisch betrachteten Problem wird ein ingenieurmäßig auf den Grundgrößen Kraft und Länge aufbauendes System verwendet ($\{F, L\}$ -System). Als Bezugsgröße wird in der Bodenmechanik häufig die in Prototyp und Modell meist identische Bodenwichte γ benutzt, da ihre Dimension Kraft und Länge beinhaltet. Damit kann für die Kraftgröße G_i geschrieben werden:

$$\left(\frac{G_{i,P}}{\gamma_P \cdot l_P^3} \right) = \left(\frac{G_{i,M}}{\gamma_M \cdot l_M^3} \right) . \quad (3.2)$$

Mit Gl. 3.1 und $\gamma_P = \gamma_M$ ergibt sich das Modellgesetz:

$$G_{i,P} = \lambda^3 \cdot G_{i,M} . \quad (3.3)$$

In analoger Weise kann mit weiteren dimensionsbehafteten Größen verfahren werden, um die jeweiligen Modellgesetze abzuleiten. Beispielhaft ergibt sich für in der Problemstellung enthaltene Größen G_j der Dimension FL^{-2} wie Spannungen, Drücke, Verformungsmoduln etc.

$$G_{j,P} = \lambda \cdot G_{j,M} , \quad (3.4)$$

für Größen G_k der Dimension FL^{-1} wie längenbezogene Kräfte

$$G_{k,P} = \lambda^2 \cdot G_{k,M} , \quad (3.5)$$

und für Größen G_l der Dimension FL^2 wie die Steifigkeit EI

$$G_{l,P} = \lambda^5 \cdot G_{l,M} . \quad (3.6)$$

Eine vollkommene mechanische Ähnlichkeit ist gegeben, wenn alle diese Modellgesetze erfüllt werden.

Die Anwendung der so gefundenen Forderungen an eine mechanisch äquivalente Modellierung unterliegt gewissen Problemen, welche in der Literatur als Modell- oder Maßstabeffekte ausführlich diskutiert werden (siehe z. B. [32, 33, 38, 39, 64]). Während bei konstruktiven Bauelementen die geometrische Abbildung meist und die der Biege- und Normalkraftsteifigkeit mit gewissen Einschränkungen gelingt, ist die Modellierung des Bodens sowie des Kontakts zwischen Boden und konstruktiven Elementen nicht vollkommen mechanisch äquivalent möglich. Dafür existieren mehrere Ursachen (s. z. B. [36, 38]):

1. Die Korngröße des Bodens im Prototyp kann oft nicht mit dem Maßstabsfaktor λ verkleinert werden. So kann sich für das rollige Material Sand im Prototyp das bindige Material Schluff im Modell ergeben, welches eine Kohäsion besitzt, während Sand diesen spannungsunabhängigen Festigkeitsanteil nicht aufweist. Aus diesem Grund wird bei der Modellierung nichtbindiger Bodenarten meist auf trockenen Sand zurückgegriffen. Besondere Auswirkungen hat diese Verletzung des Modellgesetzes in den Fällen, in denen sich schmale Scherfugen ausbilden. Deren Dicke hängt vom mittleren Korndurchmesser ab. Der Einfluss der schmalen Scherfugen ist bei unmaßstäblicher Korngröße deshalb im Modell stärker als im Prototyp.
2. Die Kornbruchspannung wird nicht maßstabsgerecht wiedergegeben. Diese besitzt in Prototyp und Modell die gleiche Größenordnung, während sie nach dem Modellgesetz für Spannungen um den Faktor λ skaliert werden müsste. Ein Einfluss der Kornzertrümmerungserscheinungen tritt jedoch erst ab einem Spannungsniveau von ca. 1000 kN/m² signifikant in Erscheinung.
3. Der Reibungswinkel des Bodens ist vom mittleren Spannungsniveau abhängig. Mit wachsendem Spannungsniveau wird das dilatante Verhalten zunehmend unterdrückt, zusätzlich sinkt der Anteil des „Verzahnungswiderstands“ im Vergleich zur „echten“ Reibung [65]. Dadurch kommt es mit abnehmendem Spannungsniveau zu einem deutlichen Anstieg des Reibungswinkels. So rechneten KREMER/WALZ aus den Ergebnissen einer Modellversuchsfamilie ($\lambda = 10, 6 \dots 21, 1$) von flexiblen Verbauwänden Reibungswinkel zwischen 52° und 59° zurück [39].

Einen Ansatz zur Berücksichtigung des Spannungsniveaus geben ALTAE/FELLENUS [2] auf Basis des Critical-State-Konzepts. Nach Meinung der Autoren zeigt Sand in Prototyp und Modell das gleiche mechanische Verhalten, wenn die Beziehung

$$e_M = e_P + \Lambda \cdot \ln \lambda \quad (3.7)$$

eingehalten ist, wobei e_M und e_P die Porenzahlen in Modell und Prototyp, λ der Modellfaktor und Λ die Neigung der Critical-State-Linie im logarithmischen Porenzahl-Spannungs-Diagramm ist. Bei diesem Vorgehen ist zu beachten, dass γ_P und γ_M unterschiedliche Größen annehmen.

4. Der Verformungsmodul des Bodens hängt vom mittleren Spannungsniveau ab. Nach OHDE [53] kann der Steifemodul mit der Gleichung

$$E_S = v \cdot \sigma_{ref} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_{ref}} \right)^w \quad (3.8)$$

beschrieben werden, wobei σ_{ref} einen zur dimensionsrichtigen Darstellung erforderlicher Referenzdruck (100 kPa) darstellt. Ist σ die Auflastspannung $\gamma \cdot z$, ergibt sich für den Fall $w = 1$, welcher oft bei bindigen Böden festzustellen ist, die Beziehung

$$E_S = v \cdot \gamma \cdot z, \quad (3.9)$$

womit das Modellgesetz nach Gl. 3.4 erfüllt ist. Vor allem bei nichtbindigen Böden liegt w jedoch unter 1, so dass es für den Steifemodul nur näherungsweise möglich ist, das Modellgesetz einzuhalten.

Die dargestellten Schwierigkeiten zeigen, dass eine direkte Übertragung der Versuchsergebnisse auf den Prototyp nur sehr eingeschränkt möglich ist. Es wurde daher ein Vorgehen gewählt, dessen Ziel darin besteht, das für das System im Gebrauchszustand typische Verhalten zu beobachten sowie für eine anschließende Simulation mit der FEM umfangreiche Daten bereitzustellen. Damit wird es möglich, die Eignung des gewählten FEM-Modells mit seinen Bestandteilen für die Problemstellung nachzuweisen und mit diesem Modell numerische Untersuchungen im Prototypmaßstab durchzuführen. Mit Hilfe dieser Berechnungen können die Einflüsse verschiedener Parameter studiert werden. Integraler Bestandteil der FEM-Modellierung ist dabei das für den nichtbindigen Boden eingesetzte hypoplastische Stoffgesetz, welches die Abhängigkeit der Verformungseigenschaften vom Spannungsniveau berücksichtigt. Im Gegensatz zu vielen anderen Stoffgesetzen sind die Parameter des hypoplastischen Modells für ein Material konstant. Über die Zustandsvariable Porenzahl wird der Dichteinfluss berücksichtigt. Dadurch ist es möglich, mit einem Satz an Stoffgesetzparametern Berechnungen in verschiedenen Maßstäben durchzuführen.

Aus den oben aufgezeigten Problemen ist die Schlussfolgerung zu ziehen, den Modellfaktor möglichst gering zu wählen, um den Einfluss der Maßstabeffekte zu minimieren. Aufgrund der am Institut vorhandenen Möglichkeiten wurde eine Modellwandhöhe H von 0,94 m gewählt, womit sich bei den im Regelfall vorkommenden Prototyphöhen von einem bis zu sieben Metern ein Modellfaktor von ca. 1 ... 7,5 ergibt.

Für das im ebenen Fall betrachtete System lassen sich zahlreiche Einflussparameter angeben (ausführlich in Abschnitt 4.3). Im Rahmen der Modellversuche sind deshalb einige Vereinfachungen erforderlich. Bei der Geometrie der Wand wird von parallellflächig begrenzten und vertikal bzw. horizontal ausgerichteten Wandschenkeln ausgegangen. Die Abbildung der Geometrie erfolgt modellgerecht. Da insbesondere bei höheren Winkelstützwänden Rippen oder andere aussteifende Elemente eine häufige Anwendung finden, wurde für die Wandschenkel eine nahezu starre Ausbildung gewählt, welche ebenfalls modellgerecht übertragen werden kann. Aus konstruktiven Gründen kam eine feste Breite B

der Aufstandsfläche zum Einsatz. Die Kontakteigenschaften der Wandoberfläche wurden nicht variiert.

Für Baugrund (im folgenden als Unterlage bezeichnet) und Hinterfüllung wurde in allen Versuchen die gleiche Lagerungsdichte vorgesehen. Die Hinterfüllung wird mit horizontaler Geländeoberfläche ausgebildet.

Im Rahmen der Versuchsserie wurden ein die Wandgeometrie beschreibender und ein die Verformungseigenschaften des Baugrunds betreffender Parameter variiert. Die Veränderung der Wandgeometrie erfolgt in vier Stufen durch die unterschiedliche Anordnung des Vertikalschenkels auf dem Horizontalschenkel (s. Abschnitt 3.1.3).

Die Variation der Baugrundeigenschaften erfolgt über die Dicke der Sandunterlage, auf welche die Wand gesetzt wird. Zur Ausführung gelangten Unterlagendicken u von 0, 5, 25 und 50 cm. Weiterhin wurde der Fall einer horizontal und vertikal unverschieblichen Gründung durch ein Fixieren der Modellwand auf dem Boden des Versuchskastens untersucht. Tab. 3.1 zeigt die ausgeführten Versuche.

Tabelle 3.1: Versuchsmatrix

u in m	b_e in m			
	0,517	0,440	0,363	0,286
0,00	EWS05/EWS06			
0,05	EWS02	EWS16	EWS09	EWS13
0,10	EWS07		EWS08	
0,25		EWS17	EWS11	EWS12
0,50	EWS03/EWS04	EWS15	EWS10	EWS14

3.1.2 Modellsand

Als Material für Unterlage und Hinterfüllung kam ein trockener Modellsand zum Einsatz, welcher am Institut die Bezeichnung *Dresdner Sand 98* trägt. Es handelt sich dabei um einen als eng gestuften Sand (SE) zu klassifizierenden fein- und grobsandigen Mittelsand. Mit Hilfe von Laborversuchen wurden verschiedenste bodenmechanische Eigenschaften bestimmt. Eine umfangreichere Übersicht über die Versuche und deren Ergebnisse gibt NEUBERG [50].

Für die Auswertung der Versuche wird ein Ansatz für die Festigkeit benötigt. Die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Lagerungsdichte wird durch die Beziehung

$$\cot \varphi = a - b \cdot I_D \quad (3.10)$$

mit den Parametern $a = 1,589$ und $b = 0,649$ beschrieben. Die bezogene Lagerungsdichte I_D ergibt sich dabei anhand der in Tab. 3.2 dargestellten Kennzahlen für das Korngerüst.

Tabelle 3.2: Korngerüstparameter Dresdner Sand 98

$\max e$	$\min e$	ρ_s
-	-	g/cm^3
0,803	0,444	2,65

3.1.3 Modellwand

Die Modellwand (Abb. 3.1) besteht aus einer tragenden Unterkonstruktion aus Stahl St37 sowie aus einer Verkleidung, welche die Kontaktfläche zwischen Modellwand und Boden darstellt. Die 990 mm breite Wand besteht aus drei Bereichen. Der mittlere davon besitzt eine Breite von 400 mm und stellt die eigentliche Messwand dar.

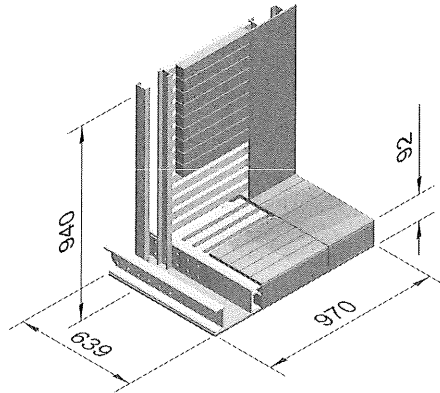


Abbildung 3.1: Isometrie der Wandkonstruktion

In den beiden symmetrischen Randbereichen, bei denen als Wandoberfläche polierte Aluminiumbleche mit 6 mm Dicke zum Einsatz kamen, erfolgte keine Messung. Die Unterseite des Horizontalschenkels wird aus einem über die gesamte Breite der Wand durchlaufenden, ebenfalls 6 mm starken Aluminiumblech gebildet. Der Vertikalschenkel ist aus Stahlprofilen der Größe U 65 zusammengesetzt, der Horizontalschenkel aus U 80. Zwischen den

beiden inneren Profilen sind die aus U 50 bestehenden Querträger angeordnet, auf denen die Messdosen (s. 3.1.6) befestigt wurden.

Das Längenverhältnis Wandhöhe zu Gesamtbreite der Aufstandsfläche wurde mit 940 mm zu 639 mm als konstant vorgegeben. Die Dicke des erdseitigen Horizontalschenkels beträgt insgesamt 92 mm. Die Anordnung des vertikalen auf dem horizontalen Schenkel kann in verschiedenen Positionen erfolgen, so dass sich Breiten des erd- und des luftseitigen Schenkels von 517/440/363/286 mm bilden lassen.

Die Wandschenkel sind als nahezu starr anzusehen. Lediglich im Schraubanschluss zwischen beiden Schenkeln sind trotz sehr sorgfältiger konstruktiver Ausbildung minimale Verformungen nicht zu vermeiden.

3.1.4 Belastungseinrichtung

Zum Aufbringen von Oberflächenlasten auf die Hinterfüllung diente ein an die Randbedingungen des Versuchsaufbaus angepasstes Druckkissen. Die in Abb. 3.2 dargestellte Konstruktion gewährleistet eine gleichmäßige Belastung der gesamten Oberfläche mit einer definierten Auflast und bietet die notwendige geometrische Flexibilität hinsichtlich der Einbauhöhe. Die resultierenden Widerlagerkräfte werden über die Grundplatte mit Längsträgern (1), Quertraversen (2) und Zugstangen (3) von unten wieder auf den Versuchskasten (4) übertragen.

Das eigentliche Druckkissen besteht aus einer 2 mm dicken Gumminembran sowie als Gegenseite aus einer 10 mm dicken Grundplatte aus Aluminium. Die Fixierung der Membran auf der Grundplatte, welche auch den seitlichen luftdichten Abschluss sicherstellt, erfolgt mit Hilfe einer Klemmleiste.

3.1.5 Messeinrichtung

Zur Messung der Verteilung der Kontaktspannungen wurde auf das schon bei anderen Forschungsvorhaben [1, 6] eingesetzte Messprinzip [4] zurückgegriffen. Dabei wird die Messwand in einzelne Bereiche i bzw. j unterteilt, an denen in wandnormaler und -tangentialer Richtung jeweils die Erddruckkräfte $E_{n,i}$ und $E_{t,i}$ bzw. die Auflastdruckkräfte $A_{n,j}$ und $A_{t,j}$ gemessen werden (s. Abb. 3.3). Jeder Bereich wird durch eine der aus Aluminium gefertigten Messdosen gebildet.

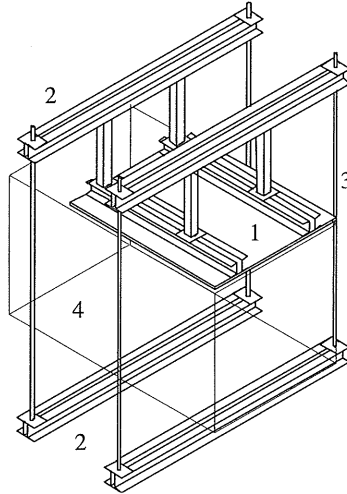


Abbildung 3.2: Grundkonstruktion Belastungseinrichtung

Auf dem Vertikalschenkel der Messwand sind elf und auf dem Horizontalschenkel sieben Messdosen jeweils unmittelbar nebeneinander angeordnet. An jeder von ihnen werden fünf Kräfte registriert, so dass die Erddruckmessung 90 Messkanäle benötigt.

Die horizontalen Verschiebungen wurden in vier Tiefenlagen, die vertikale Verschiebung am Kopf des Vertikalschenkels aufgenommen (s. Abb. 3.3). Die dazu verwendeten induktiven Weggeber sind in zwei vertikalen Schnitten an einem eigens dafür vorgesehenen Gestell angeordnet. Somit ergeben sich für die Wegmessung zehn Messstellen. Dazu kommt der piezoelektronische Druckaufnehmer zur Messung des inneren Drucks im Belastungskissen. Da dieser Aufnehmer zu Beginn der Versuchsreihe noch nicht zur Verfügung stand, musste die Messwerterfassung zunächst manuell mit Hilfe eines Feinmanometers erfolgen, dessen Messbereich jedoch auf den vorhandenen Druckbereich nicht optimal abgestimmt war.

3.1.6 Messdosen

Die Messdosen bestehen aus einer Grundplatte, welche auf die Versuchswand aufgeschraubt wird, sowie aus einem Deckprofil, welches durch sechs Pendelstäbe statisch bestimmt auf der Grundplatte gelagert ist (Abb. 3.4). Die Messung der auf die Messdose einwirkenden Kräfte erfolgt über drei normal zur Wandoberfläche und zwei tangential angeordnete Kraftgeber. Diese sind als Pendelstäbe ausgeführt, wobei die gelenkige La-

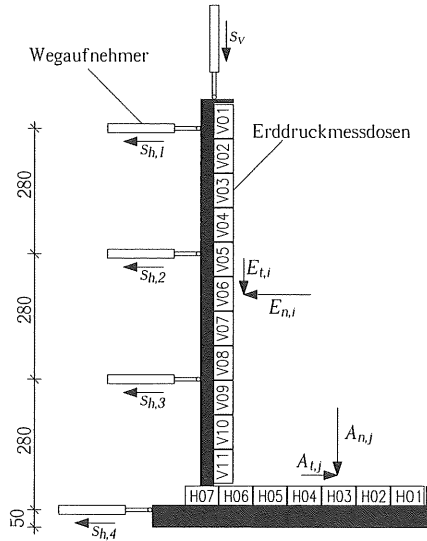


Abbildung 3.3: Prinzipschnitt Messeinrichtung

gerung durch in Kalotten stehende Spitzen erreicht wird.

Um ein Auseinanderfallen dieser nur auf Druck beanspruchbaren Konstruktion zu verhindern, erhalten die Messdosen sowohl in wandnormaler als auch in tangentialer Richtung eine Vorspannung. Für den Einsatz an der Winkelstützwand wurde diese Technik optimiert. Um die Kraftgeber gleichmäßig auszulasten, erfolgte gegenüber [6] eine Änderung der Anordnung der Stützstellen sowie der äußeren Abmessungen.

Zur Kraftmessung in den Messdosen kamen eigenentwickelte Kraftgeber mit den Nennlasten 300 N (Typ 1) und 1200 N (Typ 2) zum Einsatz. Die auf der Dehmesstechnik basierende Konstruktion besteht aus einem Biegekörper (Abb. 3.5), auf dem an den beiden

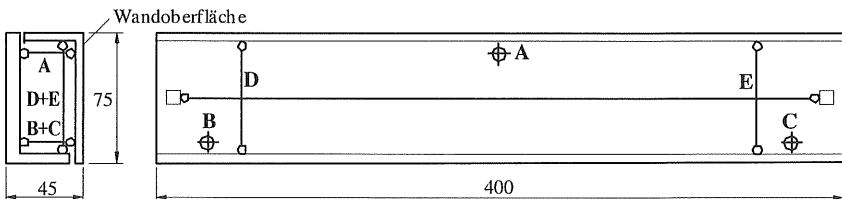


Abbildung 3.4: Prinzipskizze Messdose mit Schnitt (links) und Draufsicht (rechts)

Orten mit der geringsten Biegesteifigkeit Dehnmessstreifen (DMS) angeordnet sind. Die an den zwei Messpunkten befindlichen 90°-DMS-Rosetten nehmen jeweils die Längs- und die Querdehnung auf. Mit Hilfe einer Vollbrückenschaltung wird aus den vier Dehnungen ein von Temperatureinflüssen weitgehend bereinigtes Messsignal erhalten.

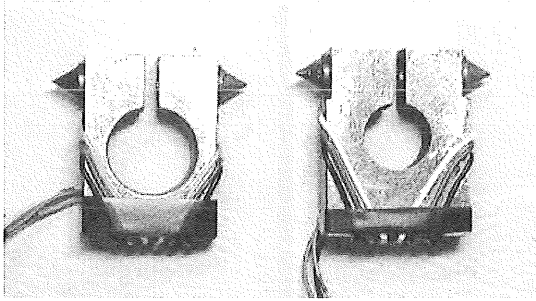


Abbildung 3.5: Kraftgeber Typ 1 (links) und Typ 2 (rechts)

Die gefertigten Kraftgeber bestätigten im Rahmen der Kalibrierung die bereits zuvor an einem Prototyp erhaltenen sehr guten Ergebnisse hinsichtlich Linearität, Hysterese und Nullpunktstabilität. In Abhängigkeit von der Belastung zeigte sich eine geringe Kriechneigung, deren Einfluss bei der Zeitdauer der ausgeführten Versuche jedoch vernachlässigbar ist.

3.1.7 Versuchsverlauf

Der Ablauf des Versuchs ist schematisch in Abb. 3.6 dargestellt. Zunächst erfolgte im Versuchskasten die Herstellung der Sandunterlage entsprechend der vorgegebenen Versuchsbedingungen a). Die Modellwand wurde darauf abgesetzt b). Nach Montage der Weggeber wurde die Hinterfüllung der Versuchswand lagenweise mit der Sandregenmethode [1] eingebaut c). Beabsichtigt war dabei eine mitteldichte Lagerung mit $I_d = 0,5$ sowohl für die Bettung als auch für die Hinterfüllung. Tatsächlich realisiert wurden Lagerungsdichten I_d von 0,25 bis 0,55. Die sich mit jeder Lage ergebenden Deformationen und Erddrücke werden gemessen. Der sich nach Einbringen des Modellbodens bis zur geplanten Höhe ergebende Gleichgewichtszustand wird registriert.

Im Anschluss wird das Druckkissen druckfrei aufgesetzt d). Im Rahmen eines ersten Lastzyklus wird eine Oberflächenlast von 5 kN/m^2 aufgebracht und der Stillstand der Wandbewegungen abgewartet. Der Zyklus endet mit einer Entlastung. In gleicher Art und Weise

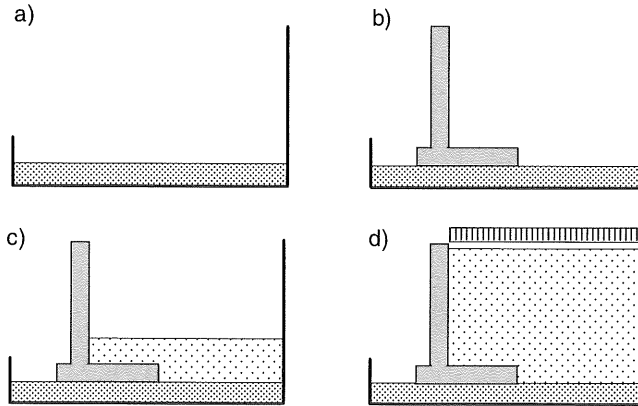


Abbildung 3.6: Versuchsablauf

erfolgt die Durchführung weiterer Lastzyklen, wobei die maximale Oberflächenlast jeweils um 5 kN/m^2 erhöht wird. Der Versuch endet, wenn sich kein Gleichgewichtszustand mehr einstellt.

3.2 Versuchsergebnisse Eigenlast der Hinterfüllung

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse vorgestellt, die während bzw. nach Abschluss des Hinterfüllvorgangs ermittelt wurden. Dabei bleiben die beiden Versuche EWS04 und EWS05 aufgrund von Problemen bei der Versuchsdurchführung in der Auswertung unberücksichtigt.

3.2.1 Wandbewegung infolge Eigenlast

Anhand der Versuche mit einer Breite des erdseitigen Horizontalschenkels b_e von $0,517 \text{ m}$ lässt sich das Verformungsverhalten von Winkelstützwänden während der Hinterfüllung sehr gut erkennen. In Abb. 3.7 sind die während der Hinterfüllung aufgenommenen Verschiebungsabläufe für verschiedene Dicken u der Unterlage dargestellt.

Im Falle der an den Versuchskasten aufgeschraubten Wand ($u = 0 \text{ m}$) ist zu erkennen, dass am Wandkopf Verschiebungen von ca. $0,3 \text{ mm}$ auftraten. Die Ursache muss im unvermeidlichen Schlupf innerhalb des Schraubanschlusses zwischen Horizontal- und Vertikalschenkel gesucht werden. Die Biegeverformung im Vertikalschenkel selbst liegt unterhalb der

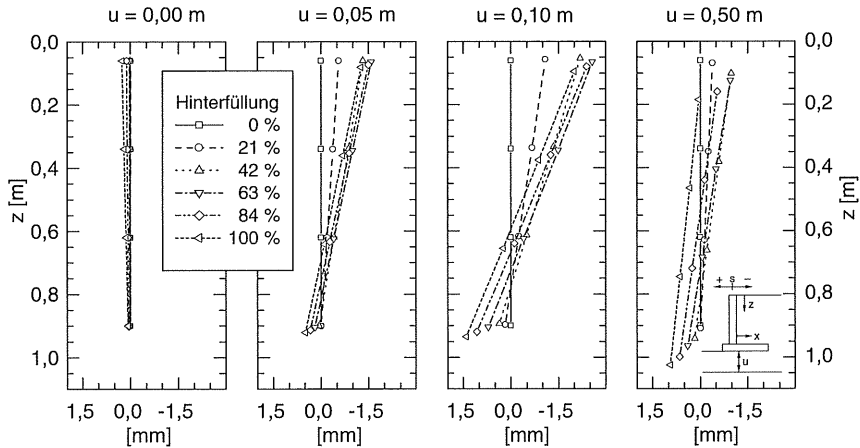


Abbildung 3.7: Wandbewegung. Darstellung der Deformationen 100fach überhöht

Messgenauigkeit von ca. 0,01 mm. Damit ist der Nachweis eines nahezu starren Verhaltens erbracht.

In allen Versuchen mit Sandunterlage war festzustellen, dass die Wand bei beginnender Hinterfüllung eine rükdrehende Bewegung ausführt. Dies ist durch die Setzung der Unterlage auf der Erdseite infolge der Eigenlast des Hinterfüllbodens begründet, die zu einer Mitnahmesetzung der Wand führt. Dieser Effekt verringert sich mit zunehmender Füllhöhe, so dass es ab Höhen der Hinterfüllung von $0,3H \dots 0,6H$ zu einer Änderung der Bewegungsrichtung und damit zu einer geringen Verdrehung der Wand in Richtung Luftseite kommt. Diese Drehbewegung entsteht aus der ausmittigen Lage der Sohldruckresultierenden, die zu einer stärkeren Setzung der Luft- gegenüber der Erdseite führt. Sie ist jedoch deutlich geringer ausgeprägt als die während des gesamten Hinterfüllvorgangs vorhandene Horizontalverschiebung, welche durch die horizontale Schubverzerrung der Unterlage bzw. der Kontaktfläche Unterlage-Wand hervorgerufen wird.

Aufgrund des starren Verhaltens des Vertikalschenkels ist es möglich, von den in mehreren Höhen gemessenen Horizontalverschiebungen auf die Verschiebungen an Wandkopf und -fuß zu extrapolieren. Für die vollständige Hinterfüllung sind in Abb. 3.8 die horizontalen Verschiebungen am Wandfußpunkt ebenso wie die am senkrechten Wandschenkel bestimmten vertikalen Verschiebungen der Gründung aufgetragen.

Die horizontalen Verschiebungen der Wand variieren sowohl bezüglich der Dicke der Unterlage als auch bezüglich der erdseitigen Schenkelbreiten. Bei den geringeren Breiten zeigten

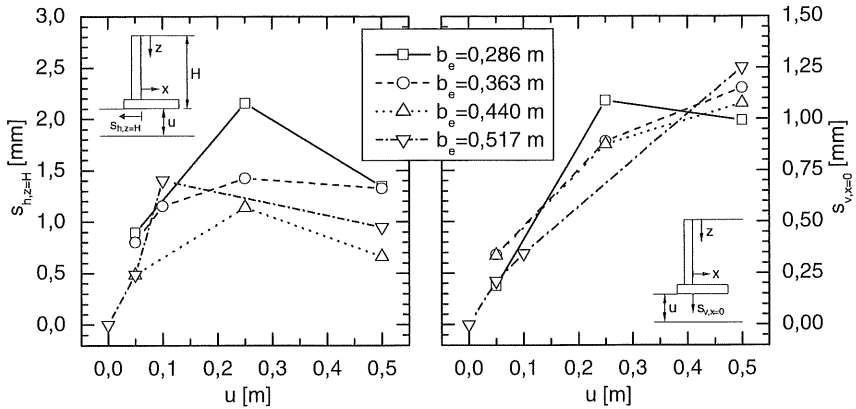


Abbildung 3.8: Horizontal- und Vertikalverschiebung

sich aufgrund der flacher geneigten Sohldruckresultierenden die größeren Verschiebungsbeträge. Dabei ergaben sich jeweils die höchsten Werte für eine Unterlagendicke von 0,25 m. Zum dargestellten Maximalwert von 2,2 mm bei $u = 0,25$ m und $b_e = 0,286$ m muss bemerkt werden, dass bei diesem Versuch eine im Vergleich niedrige Lagerungsdichte erzielt wurde und damit Steifigkeit und Scherfestigkeit geringer ausfallen.

Die Vertikalverschiebungen steigen mit zunehmender Dicke der Unterlage und damit der setzungsfähigen Schicht an. Die Ergebnisse weisen für gleiche Dicken der Unterlage jeweils nur Abweichungen bis zu 0,25 mm auf, so dass kein Einfluss der Breite des erdseitigen Vertikalschenkels ermittelt werden kann.

3.2.2 Erddruck infolge Eigenlast

Für die Berechnung des normal zur Wandoberfläche gerichteten Erddrucks aus den Messergebnissen wurde näherungsweise von einer gleichmäßigen Verteilung über die Messdosenfläche ausgegangen. Damit ergibt sich der Erddruck $e_{n,i}$ an einer Dose i aus der gemessenen Erddruckkraft $E_{n,i}$ zu

$$e_{n,i} = \frac{E_{n,i}}{b_{MD} \cdot h_{MD,i}} \quad (3.11)$$

mit b_{MD} ... Einflussbreite und

$h_{MD,i}$... Einflusshöhe einer Messdose.

Auch für den Erddruckneigungswinkel δ_i wurde von einer Gleichverteilung über die Oberfläche der Messdose ausgegangen. Er bestimmt sich aus der gemessenen tangentialen Erddruckkraft $E_{t,i}$ zu

$$\tan \delta_i = \frac{E_{t,i}}{E_{n,i}}. \quad (3.12)$$

Die Vorzeichendefinition erfolgt nach DIN 4085 [12].

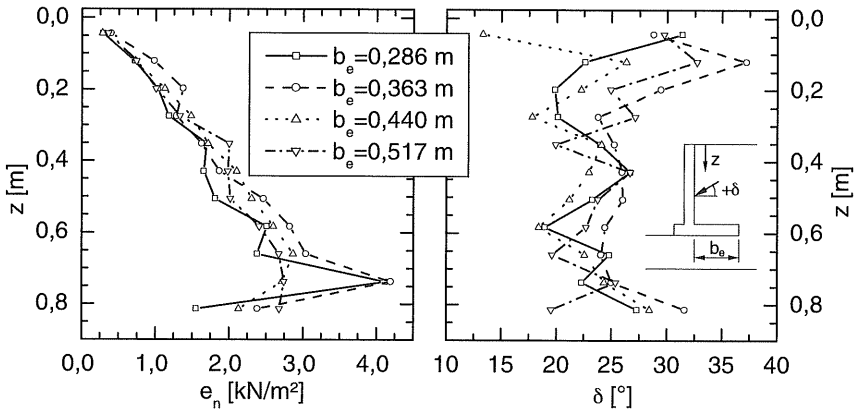


Abbildung 3.9: Wandnormale Komponente und Neigung des Erddrucks

Abb. 3.9 zeigt Verteilungen des Erddrucks und des Erddruckneigungswinkels über die Wandhöhe bei vollständiger Hinterfüllung anhand der Versuche mit einer Dicke der Unterlage von 0,05 m.

Die gemessenen Erddruckverteilungen zeigen im Bereich $z \leq 0,7$ m einen leicht unterlinearen Anstieg mit der Tiefe. Während in den beiden Versuchen mit einer Breite des erdseitigen Horizontalschenkels von 0,286 m und 0,363 m in der Tiefenlage $z = 0,74$ m ein ausgeprägter Peakwert festzustellen war, weisen die anderen beiden Versuche in diesem Bereich eine nahezu kontinuierliche Verteilung auf. Diese von der Geometrie abhängige Ausbildung des Erddrucks konnte bei allen ausgeführten Bettungsdicken beobachtet werden. Der Rückgang des Erddrucks unmittelbar im Zwickel der Wand wurde bei allen Versuchen festgestellt. Die Ursache dafür muss in der weiter unten diskutierten Neigung des Auflastdrucks im Zwickelbereich gesucht werden.

Der Erddruckneigungswinkel schwankt über die gesamte Wandhöhe um einen Mittelwert von ca. $24,5^\circ$. Tendenziell ist dabei von oben nach unten eine Abnahme festzustellen, welche durch das Spannungsniveau bedingt wird. Die starken Streuungen im oberen

Wandbereich bis etwa $z = 0,25$ m sind im Zusammenhang zu sehen mit den bei geringen Messgrößen stärker ins Gewicht fallenden absoluten Messfehlern.

Die Neigung des Erddrucks resultiert aus der Schubspannungen induzierenden Relativbewegung zwischen Boden und Wand während des Hinterfüllungsvorgangs. Jede eingebaute Sandlage wirkt für die darunterliegenden als Auflast und drückt diese zusammen. Da sich der Mittelwert des Neigungswinkel für $z \geq 0,25$ m nahezu nicht verändert, kann daraus geschlossen werden, dass die sich einstellende relative Verschiebung ausreicht, den Kontaktreibungswinkel δ_{max} voll zu mobilisieren.

3.2.3 Erddruckresultierende infolge Eigenlast

Aus den an den elf Messdosen ermittelten wandnormalen und -tangentialen Erddruckkräften $E_{n,i}$ bzw. $E_{t,i}$ ergeben sich die beiden Komponenten der auf einen Meter Wandlänge bezogenen Erddruckresultierenden an der Rückseite des Vertikalschenkels und damit auch deren Neigung:

$$E_{n/t} = \frac{1}{b_{MD}} \cdot \sum_{i=1}^{11} E_{n/t,i} \quad (3.13)$$

$$\delta = \arctan \left(\frac{E_t}{E_n} \right) . \quad (3.14)$$

Der wandnormale Anteil der Erddruckresultierenden sowie deren Neigung sind in Abb. 3.10 für den Zustand der vollständigen Hinterfüllung dargestellt. Die ermittelten Erddruckkräfte weisen mit zunehmender Dicke der Unterlage eine abnehmende Tendenz auf. Die Ursache dafür liegt im unter Punkt 3.2.1 dargestellten Verformungsverhalten. Die Größe der Erddruckresultierenden verringert sich mit der Zunahme der Wandverschiebung.

Ein klarer Einfluss der Breite des erdseitigen Horizontalschenkels zeigte sich nicht. Dabei muss auf die teilweise vom beabsichtigten Wert abweichenden Lagerungsdichten und das sich damit verändernde Last-Verformungsverhalten hingewiesen werden. Tendenziell lieferten die Versuche mit $b_e = 0,286$ m, einhergehend mit den größten Verformungen, die geringsten Erddruckkräfte.

Der Neigungswinkel der Erddruckresultierenden variiert zwischen 22° und 27° bei einem Mittel von $24,4^\circ$. Eine Abhängigkeit von der Breite des erdseitigen Horizontalschenkels oder der Dicke der Unterlage ist nicht festzustellen. Mit dem Mittelwert des Reibungswinkels der durchgeführten Versuche von $37,1^\circ$ ergibt sich ein Quotient δ/φ von 0,66. Dieser

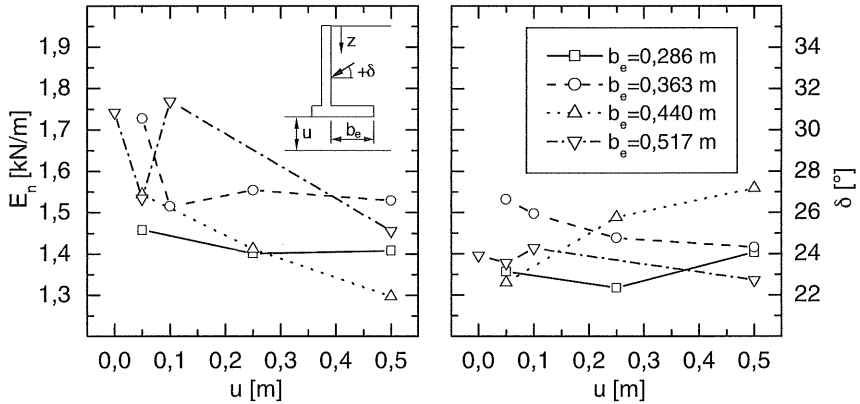


Abbildung 3.10: Wandnormaler Betrag und Neigung der Erddruckresultierenden

Wert liegt im Bereich des Kontaktreibungswinkels, der bei einer Oberfläche aus poliertem Aluminium und Sand zu erwarten ist [55, 37].

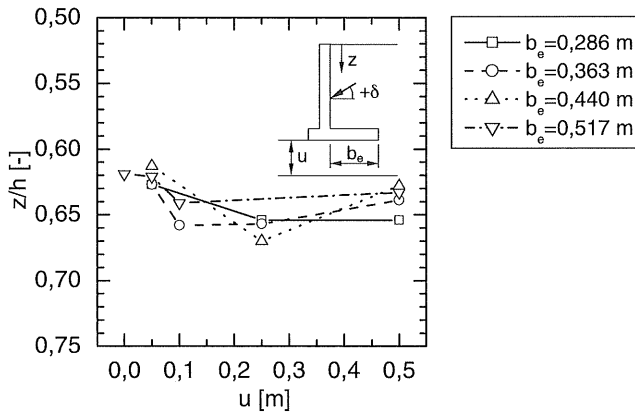


Abbildung 3.11: Bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

Für die Bestimmung der Tiefenlage z der Erddruckresultierenden wurde wieder von einer gleichmäßigen Verteilung des Erddrucks über die Messdosenfläche und damit von einem bezüglich der Messdose mittigen Kraftangriff ausgegangen. Mit den Mittelpunktskoordinaten z_i der einzelnen Messdosen kann z. B. über das Moment um den Kopfpunkt der

Wand

$$M = \left(\sum_{i=1}^{11} E_{n,i} \right) \cdot z = \sum_{i=1}^{11} (E_{n,i} \cdot z_i) \quad (3.15)$$

die Tiefenlage ermittelt werden:

$$z = \frac{\sum_{i=1}^{11} (E_{n,i} \cdot z_i)}{\sum_{i=1}^{11} E_{n,i}} \quad (3.16)$$

Abb. 3.11 zeigt die auf die innere Höhe h des Vertikalschenkels bezogene Tiefenlage in Abhängigkeit von der Bettungsdicke. Der Wert 0,67 entspricht dabei dem unteren Dreitelpunkt der Wand und damit der dreieckförmigen Erddruckverteilung. Die bezogenen Tiefenlagen bewegen sich im Bereich von 0,61 bis 0,67 und zeigen damit eine im Mittel etwas geringere Tiefenlage an. Dies resultiert überwiegend aus dem Rückgang des Erddrucks unmittelbar am Fuß des Vertikalschenkels und bewirkt im Vergleich zur Dreieckverteilung eine Vergrößerung des Biegemoments im Schnitt E-F nach Abb. 1.

Hinsichtlich eines Bemessungsvorschlags ist es von besonderem Interesse, den Betrag der Erddruckresultierenden zu den Bezugswerten aktiver Erddruck und Erdruhedruck ins Verhältnis zu setzen. Zunächst erfolgte eine von der Dreieckverteilung ausgehende Normierung der gemessenen Erddruckkraft:

$$K_n = \frac{2 \cdot E_n}{\gamma \cdot h^2} \quad (3.17)$$

Danach kann mit Hilfe der Bestimmungsgleichung für Zwischenwerte des Erddrucks

$$K_n = K_a \cdot \lambda + K_0 \cdot (1 - \lambda) \quad \text{mit} \quad 0 \leq \lambda \leq 1 \quad (3.18)$$

der Mobilisierungsfaktor λ angegeben werden:

$$\lambda = \frac{K_0 - K_n}{K_0 - K_a} \quad (3.19)$$

Diese Darstellung geht von $K_a = f(\alpha; \beta; \delta; \phi)$ als aktivem Erddruckbeiwert nach MÜLLER-BRESLAU sowie von $K_0 = f(\alpha; \beta; \delta; \phi)$ als Erdruhedruckbeiwert nach GÜNTHER aus (vgl. Abschnitt 2.1). Die Berechnung erfolgt mit den im Versuch ermittelten Größen von Erddruckneigung und Reibungswinkel. Der Mobilisierungsfaktor gibt Auskunft über das sich im Versuch einstellende Erddruckniveau. Ein Wert von null entspricht dabei dem Erdruhedruck, von eins dem aktiven Erddruck.

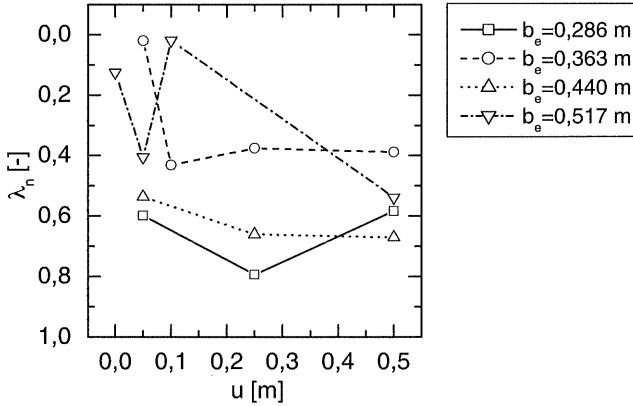


Abbildung 3.12: Mobilisierungsfaktor

Die Darstellung des Mobilisierungsfaktors in Abb. 3.12 in Abhängigkeit von der Dicke der Unterlage zeigt mit Werten zwischen 0,02 und 0,79, dass generell das Niveau des aktiven Erddrucks überschritten und teilweise nahezu das des Erdruhedrucks erreicht wird. Im Durchschnitt der Versuche lag der Mobilisierungsfaktor bei 0,48, also in etwa beim Mittelwert aus aktivem Erddruck und Erdruhedruck. Ersichtlich ist weiterhin die tendenzielle Abnahme des Erddruckniveaus mit zunehmender Unterlagendicke. Die Ursache dafür liegt im bereits weiter oben diskutierten Verformungsverhalten.

3.2.4 Auflastdruck infolge Eigenlast

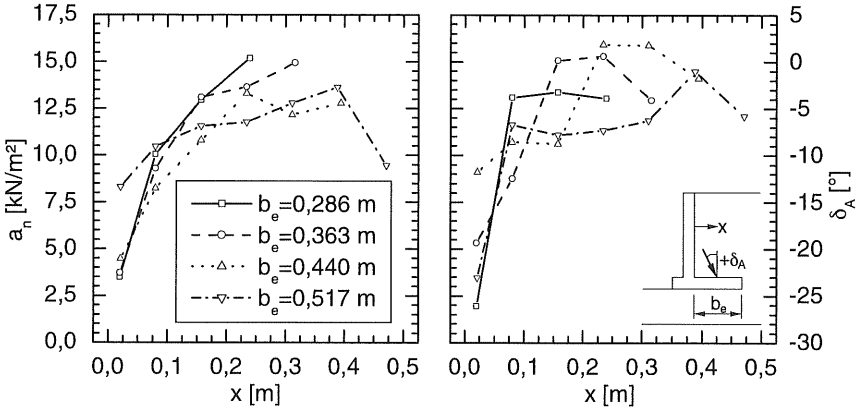
Die Berechnung der normal zur Oberfläche des Horizontalschenkels gerichteten Komponente des Auflastdrucks sowie der Auflastdruckneigung aus den Messergebnissen geht – wie die des Erddrucks – näherungsweise von einer gleichmäßigen Verteilung über die Messdosenfläche aus. Der Auflastdruck $a_{n,j}$ und seine Neigung $\delta_{A,j}$ an den Messdosen j werden deshalb in Analogie zu Gl. 3.11 bzw. Gl. 3.12 aus den Messwerten $A_{n,j}$ und $A_{t,j}$ bestimmt. Der Neigungswinkel $\delta_{A,j}$ ist dabei von der Luftseite her einwirkend positiv definiert (s. Abb. 3.13). Die Anzahl n_A der mit der Hinterfüllung in Kontakt stehenden Messdosen und damit der Auflastdruckmessstellen variiert mit der Breite des erdseitigen Horizontalschenkels und ist in Tab. 3.3 dargestellt.

Die Verteilung des Auflastdrucks sowie dessen Neigung über die Horizontalschenkelbreite bei vollständiger Hinterfüllung ist in Abb. 3.13 dargestellt. Gezeigt werden typische Ergebnisse anhand der Versuche mit einer Dicke der Unterlage von 0,05 m.

b_e in m	0,286	0,363	0,440	0,517
n_A	4	5	6	7

Tabelle 3.3: Anzahl der belasteten Auflastdruckmessdosen

Alle ausgeführten Versuche weisen einen sich über die Schenkelbreite stark verändernden Auflastdruck mit einem deutlichen Minimum im Zwickelbereich auf, wobei sich dieses Verhalten bei geringeren Breiten des erdseitigen Horizontalschenkels besonders stark ausprägt. Verursacht wird der starke Rückgang durch den tangentialen Anteil des am Vertikalschenkel angreifenden Erddrucks, der im Boden in Wandnähe zu einer Verringerung der vertikalen, eigenlastinduzierten Spannung $\sigma_z = \gamma \cdot z$ führt.

**Abbildung 3.13:** Auflastdruck und Auflastdruckneigungswinkel

Weiterhin ist zu erkennen, dass die Auflastspannungen am erdseitigen Schenkelende mit zunehmender Schenkelbreite abnehmen. Dafür existieren mehrere Gründe. Zum einen ist dies die u. a. durch die Verdrehung zur Luftseite hervorgerufene Setzungsdifferenz zwischen Horizontalschenkel und Boden, die mit steigender Schenkelbreite abnimmt und zu einer abnehmenden Umlagerung von Vertikalspannungen auf den Horizontalschenkel führt. Zum anderen tritt der Einfluss des an der Modellwand konstruktiv erforderlichen, starren Abschlussblechs am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels stärker in Erscheinung. Da die Messdosen auf Basis der Messung von Dehnungen arbeiten, besitzen sie generell eine gewisse Nachgiebigkeit. In der Interaktion der durch die Messdosen und die Schmalseite des unnachgiebigen Abschlussblechs gebildeten Horizontalschenkeloberfläche mit dem Boden kommt es zu einer Spannungsumlagerung von der Dose auf das Blech. Die

Messergebnisse deuten darauf hin, dass dieser geringere Auflastdrücke ergebende Einfluss auf die äußersten zwei Messdosen beschränkt bleibt.

Die Neigung des Auflastdrucks variiert bei allen Versuchen über die Schenkelbreite. Im mittleren Bereich ergeben sich Neigungen um die Oberflächennormale herum von -8° bis zu 4° . Die größten Werte weist die Schenkelbreite 0,440 m auf. Am erdseitigen Ende zeigt sich ein Rückgang der Auflastdruckneigung in den deutlich negativen und damit luftseitig gerichteten Bereich. Eine stark negative Neigung ergibt sich im Bereich unmittelbar vor dem Vertikalschenkel mit Werten bis zu -26° , welche der betragsmäßigen Größenordnung des Kontaktreibungswinkels δ_{max} entspricht.

Die tangentialen Auflastspannungen sind Schubspannungen in der Kontaktfläche und werden durch tangential Relativbewegungen mobilisiert. Ihre Größe charakterisiert folglich die sich einstellenden relativen Verschiebungen. Die von der Grundtendenz her negative Neigung zeigt, dass der Horizontalschenkel sich weniger als die Hinterfüllung bewegt und sich damit an der seitlichen Stützung des Geländesprungs beteiligt.

Die unmittelbar vor dem Vertikalschenkel auftretende starke Abnahme der Auflastdruckneigung lässt auf dort besonders große Relativbewegungen schließen. Begünstigt wird dieses Verhalten durch die Nachgiebigkeit der Messdosen am Vertikalschenkel.

3.2.5 Auflastdruckresultierende infolge Eigenlast

Mit den Messwerten der oberflächennormalen und -tangentialen Auflastkräfte $A_{n,i}$ und $A_{t,i}$ bestimmen sich die Komponenten der auf einen Meter Breite bezogenen Auflastdruckresultierenden auf dem Horizontalschenkel zu

$$A_{n/t} = \frac{1}{b_{MD}} \cdot \sum_{j=1}^{n_A} A_{n/t,j} \quad (3.20)$$

mit einer daraus sich ergebenden Neigung von

$$\delta_A = \arctan \left(\frac{A_t}{A_n} \right) . \quad (3.21)$$

In Abb. 3.14 sind die oberflächennormale Komponente und die Neigung der Auflastdruckresultierenden bei vollständiger Hinterfüllung dargestellt.

Die ermittelten Auflastkräfte steigen mit zunehmender Breite des erdseitigen Horizontalschenkels. Dies resultiert aus der simplen Vergrößerung der Angriffsfläche für den Auflastdruck. Hinsichtlich der Dicke der Unterlage sind keine klaren Trends zu erkennen. Der

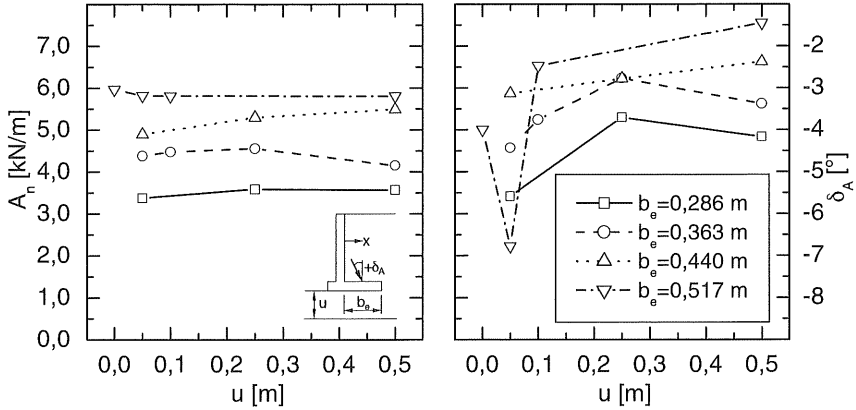


Abbildung 3.14: Betrag und Neigung der Auflastdruckresultierenden

Versuch mit auf dem Boden des Versuchskasten fixierter Wand lieferte die größte Auflastdruckresultierende. Als Ursache dafür kommt die mangelnde Verformungsmöglichkeit und damit das bei dieser Wandkonfiguration untypische Fehlen des oben beschriebenen Auflastdruckrückgangs am erdseitigen Ende in Frage.

Die Wirkungsrichtung der Auflastdruckresultierenden liegt zwischen $-6,8^\circ$ und $-1,6^\circ$ und ist damit leicht zur Luftseite bzw. nahezu senkrecht gerichtet. Ihr Betrag geht mit zunehmender Breite des Horizontalschenkels zurück. Dies erklärt sich aus dem relativ gleich bleibenden Betrag der tangentialen Komponente A_t , während die normale Komponente A_n mit der Breite zunimmt. Hinsichtlich der Dicke der Unterlage ist eine betragsmäßig leicht abnehmende Tendenz festzustellen. Bei den Versuchen mit einer Breite des erdseitigen Horizontalschenkels von 0,286 m und 0,363 m ergibt sich bei $u = 0,25$ m ein Maximum. Dieses Verhalten steht im Zusammenhang mit den in Abschnitt 3.2.1 diskutierten Horizontalverschiebungen. Je größer die auftretenden Horizontalverformungen sind, desto geringer ist der Betrag des Neigungswinkels, da mit steigender Wandverschiebung die Relativbewegung zwischen Horizontalschenkel und Hinterfüllung abnimmt.

Die Bestimmung der Lage der Auflastdruckresultierenden auf dem Horizontalschenkel erfolgte wieder ausgehend von einem bezüglich der Messdose mittigen Kraftangriff. Mit Hilfe der Mittelpunktsskordinaten x_i der einzelnen Messdosen kann das Moment im Schenkelschnitt bestimmt werden:

$$M = \left(\sum_{j=1}^{n_A} A_{n,j} \right) \cdot x = \frac{1}{b_{MD}} \cdot \sum_{j=1}^{n_A} (A_{n,j} \cdot x_j) \quad (3.22)$$

Damit ergibt sich die Lage x zu:

$$x = \frac{\sum_{j=1}^{n_A} (A_{n,j} \cdot x_j)}{\left(\sum_{j=1}^{n_A} A_{n,j} \right)} \quad (3.23)$$

In Abb. 3.15 ist die auf die Breite des erdseitigen Horizontalschenkels b_e bezogene Lage in Abhängigkeit von der Dicke der Unterlage dargestellt. Die Auflastdruckresultierende liegt mit Werten zwischen 0,51 und 0,57 etwas neben der Mitte des erdseitigen Horizontalschenkels, wobei geringere Schenkelbreiten die größeren Ausmitten ergeben. Die dafür maßgebenden Gründe wurden in der Diskussion des Auflastdrucks in Abschnitt 3.2.4 erläutert. Die Lage der Auflastdruckresultierenden stellt sich als von der Dicke der Unterlage unabhängig dar.

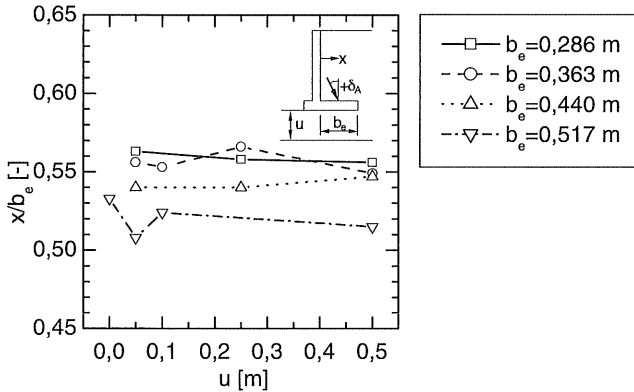


Abbildung 3.15: Bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

Anhand der in Abb. 3.16 dargestellten Normierung

$$\overline{A_n} = \frac{A_n}{G} = \frac{A_n}{\gamma \cdot b_e \cdot h} \quad (3.24)$$

wird es möglich, die Größe der Normalkomponente der Auflastdruckresultierenden unabhängig von Bodenwichte und Wandgeometrie anzugeben. Als Bezugsgröße dient dabei die Eigenlast G des Bodens in dem Quader $\overline{ABDE}$ nach Abb. 1.

Der normierte Betrag der Auflastdruckresultierenden liegt mit Werten zwischen 0,82 und 0,97 teilweise deutlich unter eins und fällt mit zunehmender Breite des erdseitigen Horizontalschenkels. Dies ist auf mehrere Ursachen zurückzuführen. Zum ersten erfolgt ein

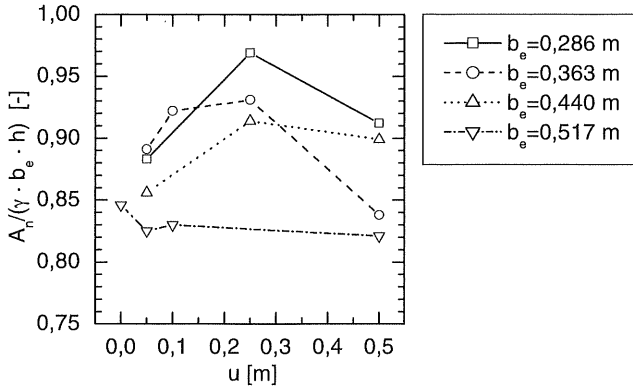


Abbildung 3.16: Normierter Betrag der Auflastdruckresultierenden

Teil der vertikalen Lastabtragung über die Tangentialkomponente des Erddrucks. Als zweites ist die oben geschilderte Lastumlagerung am Abschlussblech des erdseitigen Horizontalschenkels anzuführen. Weiterhin sind noch die in Abschnitt Abb. 4.2 eingehender betrachteten Einflüsse der Lastumlagerung zwischen Messdosen und unnachgiebigeren Seitenflächen und der Reibung an den Kastenseitenwänden zu nennen.

Die differierenden Ergebnisse für unterschiedliche Dicken der Unterlage liegen im Verformungsverhalten begründet und korrelieren auch mit der Neigung der Auflastdruckresultierenden. Die bei $u = 0,25$ m festgestellten maximalen Auflastkräfte gehen mit deren geringer Neigung einher.

3.3 Versuchsergebnisse Oberflächenlast

Ab Versuch EWS06 konnte das Druckkissen erfolgreich eingesetzt werden, um auf die vollständig eingebaute Hinterfüllung eine vertikale, gleichmäßig verteilte Oberflächenlast aufzubringen. Die Last wurde stufenweise mit zwischenzeitlichen Entlastungen aufgebaut und bis zum Versagen des Systems bzw. bis zum Erreichen der versuchstechnisch möglichen Laststufe 30 kN/m^2 erhöht. Für weitergehende Auswertungen sind aufgrund des vorhandenen Modellmaßstabs lediglich die Laststufen 5 und 10 kN/m^2 relevant.

Bei den Versuchen mit einer Breite des erdseitigen Schenkels von $0,286 \text{ m}$ (EWS12 bis EWS14) stellte sich bereits vor Erreichen der Laststufe 5 kN/m^2 ein Versagen der Gründung ein, ebenso in den Versuchen mit einer Breite des erdseitigen Schenkels von $0,363 \text{ m}$ (EWS08 bis EWS11) vor Erreichen der Laststufe 10 kN/m^2 .

Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse wurde als Ausgangszustand die vollständige Hinterfüllung angenommen. Die in diesem Zustand erfassten Erddruck- und Verformungswerte werden zu null gesetzt. Die Messgrößen, welche in den folgenden Abschnitten dargestellt werden, stellen daher die Ergebnisse infolge Oberflächenlast dar.

3.3.1 Wandbewegung infolge Oberflächenlast

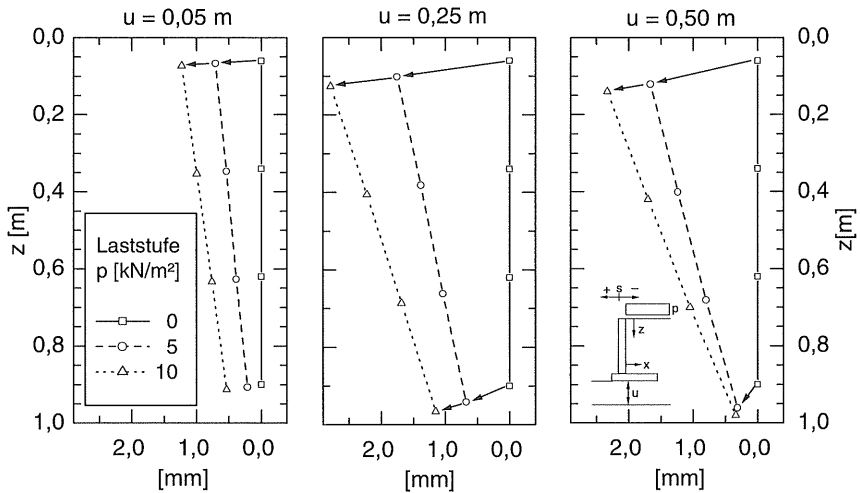


Abbildung 3.17: Wandbewegung. Darstellung der Deformationen 100fach überhöht

Das Verformungsverhalten unter Oberflächenlasten lässt sich anhand der Versuche mit einer Breite des erdseitigen Horizontalschenkels von 0,440 m gut erkennen. Dargestellt sind in Abb. 3.17 die Relativverschiebungen für die Laststufen 0 kN/m² (Eigenlast), 5 kN/m² und 10 kN/m² ausgehend vom Zustand der vollständigen Hinterfüllung.

Bei allen Versuchen setzt sich mit dem Anstieg der Oberflächenlast das gegen Ende des Hinterfüllvorganges festgestellte Verformungsverhalten fort. Es kommt überwiegend zu einer Verdrehung der Wand in Richtung Luftseite, welche mit einer horizontalen und vertikalen Verschiebung verbunden ist. Die dafür verantwortlichen Ursachen sind gleich denen während der Hinterfüllung und wurden in Abschnitt 3.2.1 beschrieben. Hinsichtlich des Betrages der beobachteten Bewegungsanteile zeigt die Dicke der Unterlage einen deutlichen Einfluss. Steigt deren Mächtigkeit, nehmen von der Tendenz her auch die Verformungen zu.

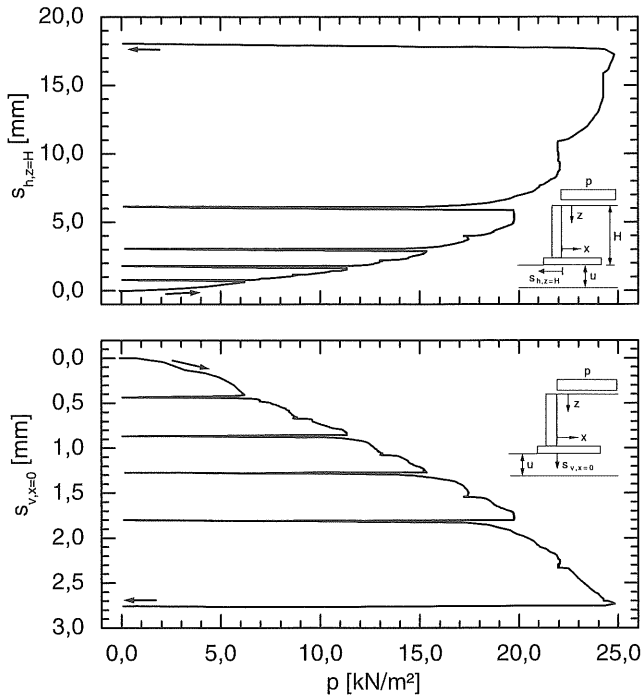


Abbildung 3.18: Horizontal- und Vertikalverschiebung als Funktion der Oberflächenlast

Die nähere Betrachtung der Entwicklung der einzelnen Verformungsanteile erfolgt anhand des Versuchs EWS17 ($b_e = 0,440\text{ m}$ und $u = 0,25\text{ m}$). Die Horizontal- und Vertikalverschiebung der Wand sind in Abb. 3.18 als Funktion der Oberflächenlast aufgetragen. Bei beiden Verformungsanteilen zeigt sich ein monotonen Anwachsen. In den Entlastungszyklen konnte kein messbarer Verformungsrückgang festgestellt werden. Die infolge der Belastung eingetretenen Deformationen bleiben in ihrer vollen Größe erhalten. Unter den vorliegenden Versuchsbedingungen wird das Deformationsverhalten im Kontaktbereich Sohlfläche/Boden überwiegend von plastischen Verzerrungen geprägt.

Die Wiederbelastungen verlaufen bis wenig unterhalb des im vorangegangenen Zyklus realisierten Lastniveaus auf dem Entlastungspfad, um dann auf einen die Umhüllende der Last-Verformungskurve bildenden Erstbelastungspfad einzuschwenken. Die Umhüllende ist bei der Vertikalverschiebung etwas, bei der Horizontalverschiebung stärker überlinear. Ab dem Lastniveau 20 kN/m^2 kommt es zu ausgeprägten horizontalen Kriechverformun-

gen unter konstanter Last, das System befindet sich im Versagenszustand. Die Verformungsgeschwindigkeiten steigen mit dem Lastniveau.

Der die Verdrehung kennzeichnende und bei einer Drehung des Wandkopfs zur Luftseite hin positiv definierte Winkel α als dritte Deformationskomponente ist in Abb. 3.19 ebenfalls in Abhängigkeit von der Oberflächenlast dargestellt. Die festgestellte Verdrehung lag stets im positiven Bereich. In Analogie zu den Verschiebungen kommt es zu einem überproportionalen Anstieg des Erstbelastungspfad. Auch das Versagen der Gründung ab einer Oberflächenlast von 20 kN/m^2 wird deutlich sichtbar.

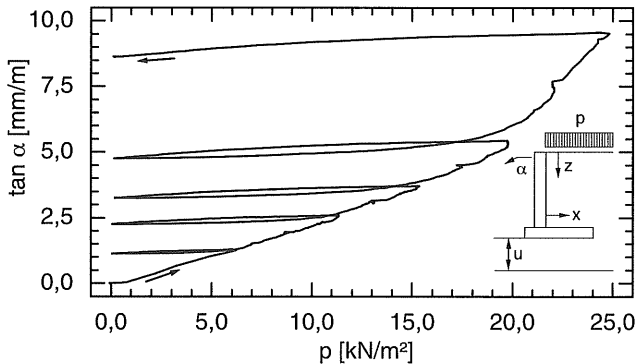


Abbildung 3.19: Verdrehung des Vertikalschenkels als Funktion der Oberflächenlast

Bei Entlastungen verringert sich die Verdrehung unterproportional um jeweils ca. 13 %. Mit dem leicht überproportionalen Anstieg bei Wiederbelastung ergibt sich ein hysteresartiges Verhalten. Da sich die vertikale Verformung der Gründungssohle ausschließlich plastisch darstellt, muss der Grund dafür in der Wandkonstruktion gesucht werden. Weil sich Vertikal- und Horizontalschenkel bei dem vorhandenen Lastniveau starr verhalten, kommt nur die Nachgiebigkeit des Schraubanschlusses zwischen beiden Schenkeln als Ursache in Betracht, was bereits in Abschnitt 3.2.1 diskutiert wurde.

Anhand der Ergebnisse der Laststufen 5 kN/m^2 und 10 kN/m^2 sollen die Verformungsanteile der einzelnen Versuche verglichen werden. Die horizontalen Verschiebungen der Wand sind für die verschiedenen Schenkelbreiten und Laststufen in Abb. 3.20 in Abhängigkeit von der Dicke der Unterlage dargestellt. Bei Betrachtung der Versuche mit $b_e = 0,440 \text{ m}$ bzw. $0,517 \text{ m}$ zeigt sich deutlich der Verformungszuwachs zwischen den beiden Laststufen, welcher das bereits geschilderte monotone Wachstum bestätigt. Davon weicht lediglich der Versuch mit $u = 0 \text{ m}$ ab, bei dem die Wand auf dem Boden des Versuchskasten fixiert wurde, wodurch keine Verschiebung möglich war.

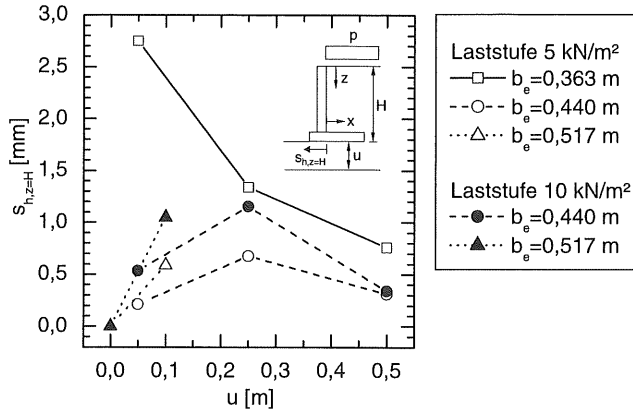


Abbildung 3.20: Horizontalverschiebung

Bei der geringsten dargestellten Breite des erdseitigen Horizontalschenkels $b_e = 0,363$ m ergaben sich aufgrund der stärker geneigten Sohldruckresultierenden die größeren Verschiebungsbeträge. Der Maximalwert von 2,75 mm kennzeichnet ein beginnendes Versagen und wird daher nicht in die weiteren Betrachtungen einbezogen. Die höchsten Werte sind jeweils für eine Unterlagendicke von 0,25 m festzustellen, was den bereits im Lastfall Eigenlast ermittelten Trend bestätigt. Als Ursache für dieses Verhalten ist der im Folgenden diskutierte Anstieg der Wandverdrehung mit zunehmender Unterlagendicke zu sehen, welcher am luftseitigen Wandfuß zur Mobilisierung eines geringfügigen stützenden Erddrucks führt.

Die in Abb. 3.21 aufgetragenen Vertikalverschiebungen zeigen ein deutliches Wachstum zwischen den beiden Stufen der Oberflächenlast. Sie steigen mit zunehmender Dicke der Unterlage, was auf die damit verbundene Zunahme der setzungsfähigen Schicht zurückzuführen ist. Der sich zu $u = 0,5$ m hin etwas vermindernde Anstieg der Setzungen war mit gleicher Ursache auch im Eigenlastfall zu verzeichnen. Hinsichtlich der Breite des erdseitigen Horizontalschenkels ist kein eindeutiger Trend feststellbar. Die Versuche mit $b_e = 0,440$ m ergaben im Vergleich die geringsten Setzungen.

Aus den in Abb. 3.22 dargestellten Verdrehungen lassen sich mehrere Zusammenhänge ableiten. Die Ergebnisse der Laststufe 10 kN/m^2 liegen deutlich über denen der Laststufe 5 kN/m^2 , die Drehrichtung ist dabei stets positiv. Dies geht auf die luftseitig ausmittige Lage der Resultierenden und deren Anstieg mit der Oberflächenlast zurück. Bei Betrachtung der einzelnen Laststufen ist ein Anstieg mit zunehmender Dicke der Unterlage zu

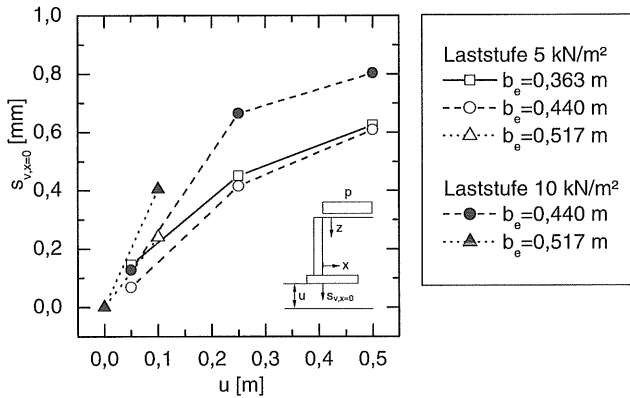


Abbildung 3.21: Vertikalverschiebung

erkennen, welcher durch den Zuwachs der Dicke der sich setzenden Unterlage zustande kommt.

3.3.2 Erddruck infolge Oberflächenlast

Abb. 3.23 zeigt die Verteilung des Erddrucks über die Wandhöhe für die Versuche mit $b_e = 0,440$ m in den Laststufen 5 kN/m² bzw. 10 kN/m².

Erwartungsgemäß liegen die Erddrücke bei der Laststufe 10 kN/m² über denen der Last-

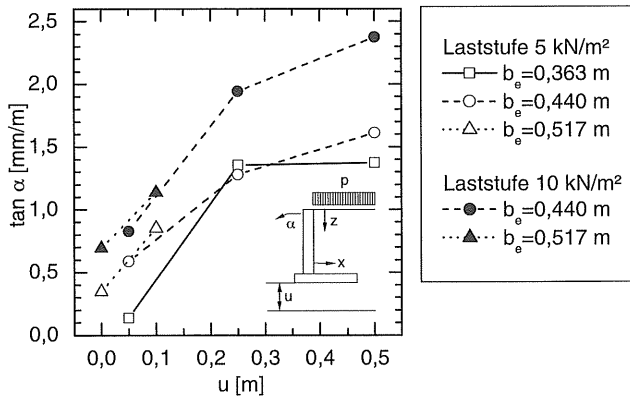


Abbildung 3.22: Verdrehung

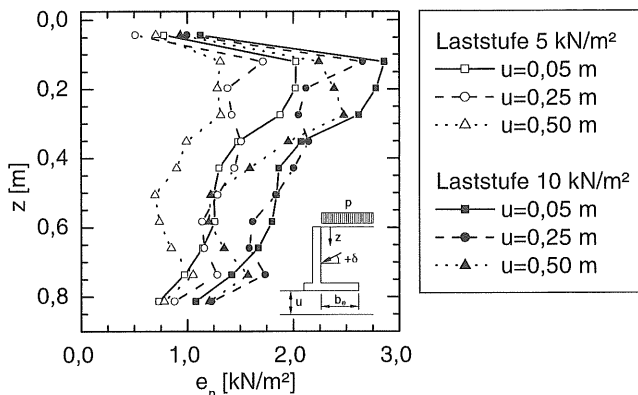


Abbildung 3.23: Wandnormale Komponente des Erddrucks

stufe 5 kN/m^2 , wobei die Verteilungen eines Versuchs bei beiden Laststufen ähnlich sind. Alle Versuche weisen ein Maximum in einer Tiefenlage zwischen 0,1 m und 0,3 m sowie einen Abfall zum Wandfuß hin auf. Dass der Rückgang bei der höheren Oberflächenlast stärker ausfällt, deutet auf einen Einfluss der Seitenreibung hin. Tendenziell ist weiterhin die Ausbildung eines lokalen Minimums in einer Tiefenlage zwischen 0,4 m und 0,6 m zu beobachten.

Unmittelbar am Wandkopf sind sehr geringe Erddrücke festzustellen. Dies wird durch die nicht bis unmittelbar an den Vertikalschenkel heran reichende Oberflächenlast verursacht, welche versuchstechnisch bedingt einen Abstand von ca. 6 cm aufwies. Bezüglich des geringfügigen Rückgangs des Erddrucks unmittelbar im Zwickel der Wand sei auf Abschnitt 3.2.2 verwiesen.

Der Erddruckneigungswinkel (Abb. 3.24) bewegt sich in den Versuchen mit $b_e=0,440$ m zwischen $16,5^\circ$ und 36° . Das Aufbringen der Oberflächenlast führt zu einer weiteren Kompression des Korngerüsts in der Hinterfüllung, welche zu einer Relativbewegung zwischen Boden und Wand und damit zu Schubspannungen an der Wand führt.

Die Verteilungen sind in allen Versuchen und in beiden Laststufen sehr ähnlich. Größere Unterschiede treten lediglich an Wandkopf und Wandfuß auf. Die Ursache hierfür liegt in der gleichen Wandkonfiguration bei diesen Versuchen mit den damit verbundenen gleichen geringfügigen Lageabweichungen der Messdosen von der planmäßigen Wandoberfläche. Diese führen zu einer teilweise stärkeren und teilweise geringeren Mobilisierung von Tangentialkräften an den Messdosen, als bei dem vorhandenen Kontaktreibungswinkel zu erwarten wäre.

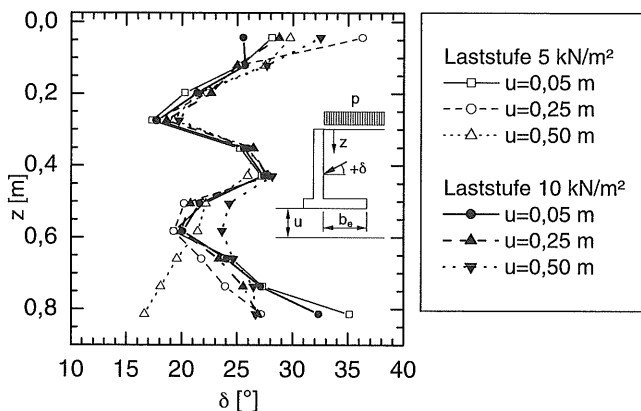


Abbildung 3.24: Erddruckneigung

3.3.3 Erddruckresultierende infolge Oberflächenlast

Die Entwicklung der Erddruckkraft und ihrer Neigung in Abhängigkeit von der Oberflächenbelastung wird wieder anhand des Versuchs EWS17 ($b_e = 0,440$ m und $u = 0,25$ m) betrachtet und ist in Abb. 3.25 dargestellt.

Die Erddruckresultierende steigt mit der Belastung zunächst nahezu linear an. Im Zuge der Entlastungen verringert sich die Erddruckkraft etwas, geht jedoch nicht vollkommen auf den Ausgangswert zurück. Es kommt zu einer horizontalen „Verspannung“ der Hinterfüllung, welche durch Reibungskräfte an den Begrenzungsflächen der Hinterfüllung ermöglicht wird und durch die Neigung der Auflastdruckresultierenden in diesem Zustand Bestätigung findet (s. 3.3.5).

Bei Wiederbelastung wächst die Erddruckresultierende zunächst schwach, ab dem im vorangegangenen Zyklus realisierten Lastniveau wieder stärker. Ent- und Wiederbelastung bilden damit eine hysteresartige Schleife. Weiterhin ist die Ausprägung eines nahezu linearen Erstbelastungspfads festzustellen. Ab einem Lastniveau von 20 kN/m^2 befindet sich die Wand, wie in Abschnitt 3.3.1 gezeigt, im Versagenszustand, so dass zunehmend Abweichungen vom Erstbelastungspfad auftreten. Infolge der einsetzenden Verschiebung führt eine Laststeigerung zu keinem Anstieg der Erddruckkraft.

Der Neigungswinkel schwenkt im Zuge der Belastung schnell auf ein Niveau von ca. 24° und damit auf die Größe des Kontaktreibungswinkels ein. Bei Entlastungen sinkt er aufgrund der vertikalen Entspannung des Bodens und der damit verbundenen Relativbewegung zwischen Boden und Vertikalschenkel bis in den negativen Bereich. Jedoch sind

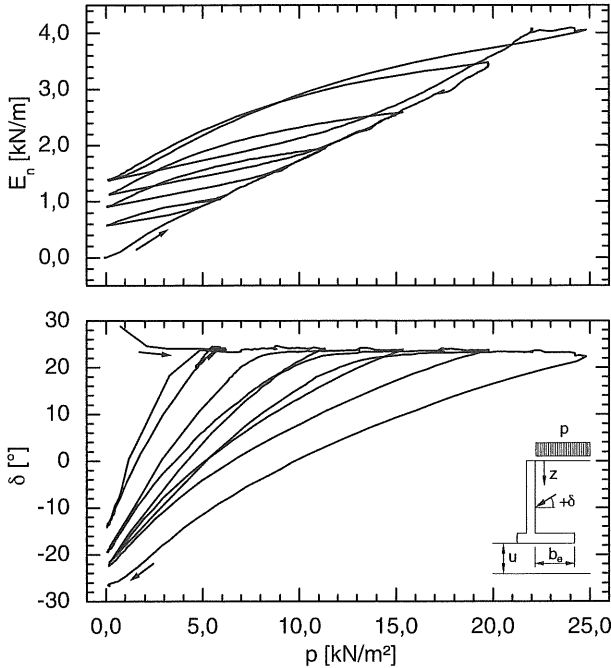


Abbildung 3.25: Wandnormaler Betrag und Neigung der Erddruckresultierenden als Funktion der Oberflächenlast

diese Bewegungen erst bei der von 25 kN/m^2 ausgehenden Entlastung genügend groß, den vollen negativen Kontaktreibungswinkel zu mobilisieren. Im Zuge der Wiederbelastungen steigt die Neigung der Auflastdruckresultierenden dann wieder bis zu ihrem Grenzwert, dem Kontaktreibungswinkel, an.

Die auf die innere Höhe des Vertikalschenkels bezogene und in Abb. 3.26 dargestellte Tiefenlage der Erddruckresultierenden fällt zunächst bei einer Belastung bis 5 kN/m^2 auf einen Wert von ca. 0,5. Entlastungen führen stets zu einem Absinken der Erddruckkraft, wobei sich dieses Verhalten mit zunehmender Vorbelastung verstärkt. Bei Wiederbelastung bis auf das Niveau der Vorbelastung kommt es zunächst zu einem Überschreiten der bezogenen Tiefenlage von 0,5. Bei Erreichen der nächst höheren Laststufe ergibt sich wieder ein Lastangriff in der Mitte des Vertikalschenkels. Ab einer Oberflächenlast von 20 kN/m^2 kommt es bei konstanter Last zu einer stetigen Veränderung der Tiefenlage. Das horizontale Ausweichen der im Grenzzustand befindlichen Wand führt zu einem Sinken des Angriffspunkts.

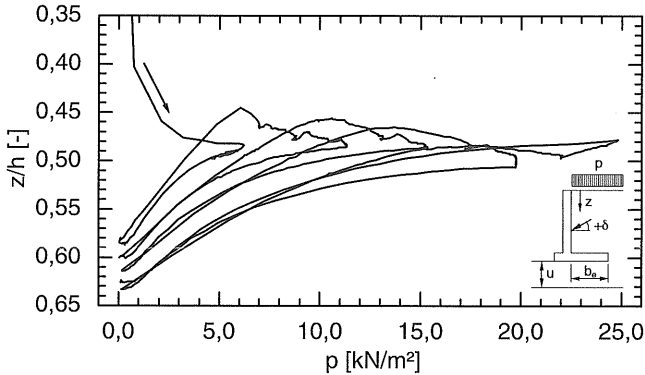


Abbildung 3.26: Bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden als Funktion der Oberflächenlast

Die Ergebnisse der Laststufen 5 und 10 kN/m² werden wieder dazu genutzt, die einzelnen Versuche miteinander zu vergleichen. Bei den in Abb. 3.27 für die beiden Laststufen dargestellten wandnormalen Beträgen der Erddruckresultierenden ist zunächst die grundlegende Tendenz festzustellen, dass sich mit steigender Breite des erdseitigen Horizontalschenkels größere Erddruckkräfte ergeben. Die Versuche mit $b_e = 0,440$ m zeigen einen Rückgang der Erddruckkraft mit zunehmender Dicke der Unterlage. Als Ursache sind hierfür die horizontalen Verschiebungen der Wand und insbesondere deren Verdrehung zu sehen. Dem gegenüber steht ein Anstieg bei der Schenkelbreite $b_e = 0,363$ m. Dies erklärt sich aus

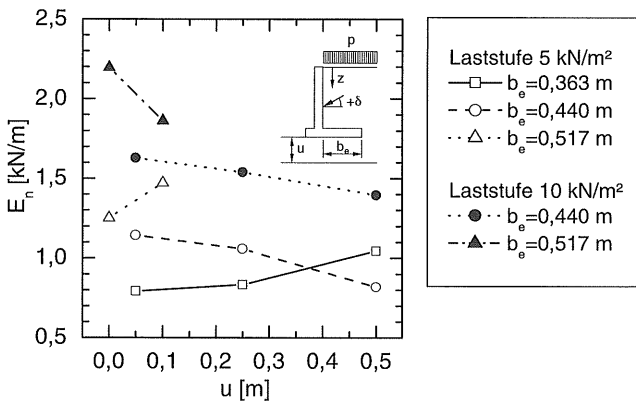


Abbildung 3.27: Wandnormaler Betrag der Erddruckresultierenden

den großen, mit zunehmender Dicke der Unterlage abnehmenden und auf ein beginnendes Versagen hinweisenden Horizontalverschiebungen in diesen Versuchen. Das uneinheitliche Bild der Versuche mit einer erdseitigen Schenkelbreite von 0,517 m ist versuchstechnisch bedingt. Es kann ein Verhalten wie bei $b_e = 0,440$ m unterstellt werden.

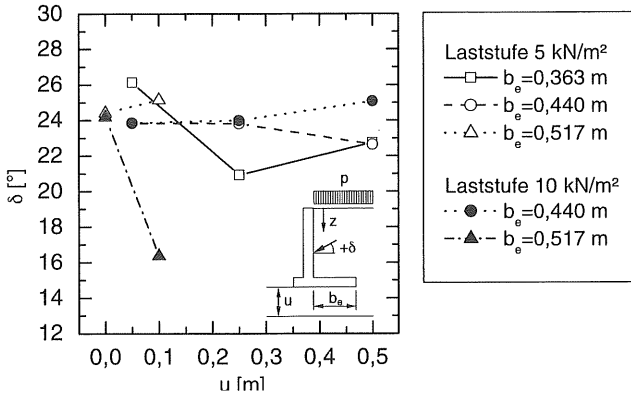


Abbildung 3.28: Neigung der Erddruckresultierenden

Die Neigungswinkel der Erddruckresultierenden (Abb. 3.28) liegen mit einer Ausnahme zwischen 21° und 26° und damit in dem auch im Eigenlastfall festgestellten Bereich. Die tangentialen Verschiebungen, die sich durch die Oberflächenlast während einer Erstbelastung zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung ergeben, sind offensichtlich ausreichend, den Kontaktreibungswinkel zu mobilisieren.

In Abb. 3.29 ist die auf die innere Höhe h des Vertikalschenkels bezogene Tiefenlage dargestellt. In den Versuchen ergaben sich Angriffspunkte z/h zwischen 0,45 und 0,51. Der Wert 0,50 repräsentiert die für die Auflast oft angenommene rechteckförmige Erddruckverteilung. In den Versuchen mit $b_e = 0,363$ m liegen die Angriffspunkte deutlich tiefer, da sich die Wand im beginnenden Versagenszustand befindet. Deshalb entfallen diese Versuche bei weiteren Betrachtungen. Im Durchschnitt greift die Erddruckresultierende somit leicht über der Mitte des Vertikalschenkels an.

3.3.4 Auflastdruck infolge Oberflächenlast

Die Darstellung in Abb. 3.30 zeigt die Verteilung des Auflastdrucks über die Horizontal-schenkelbreite für die Versuche mit $b_e = 0,440$ m in den Laststufen 5 bzw 10 kN/m².

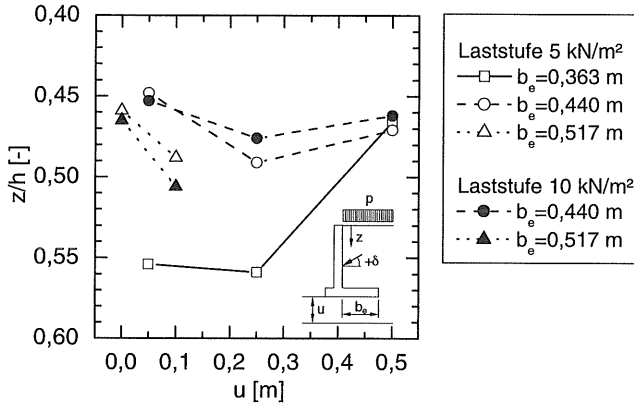


Abbildung 3.29: Bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

Charakteristisch für alle Versuche ist der Anstieg vom Wandzwickel hin zum erdseitigen Ende des Horizontalschenkels. Dies resultiert zum einen aus der Ausprägung eines tangentialen Erddrucks, welcher die in der Hinterfüllung infolge der Oberflächenlast wirkenden Vertikalspannungen $\sigma_z = p$ in der Nähe des Vertikalschenkels reduziert. Zum anderen kommt es zu einer Verdrehung der Wand in Richtung Luftseite, infolge derer sich das erdseitige Ende des Horizontalschenkels aufwärts bewegt und dadurch eine Lastumlagerung verursacht.

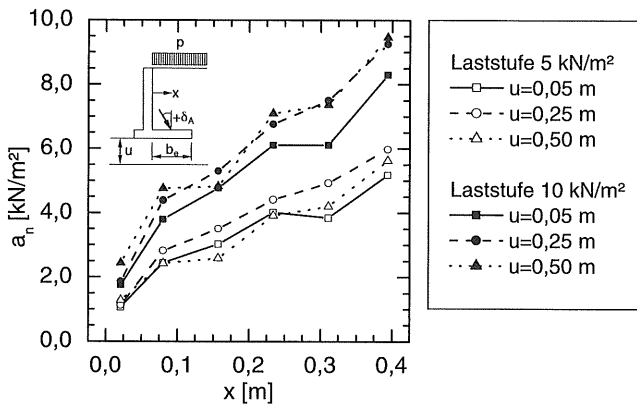


Abbildung 3.30: Auflastdruck

Es wird deutlich, dass der Auflastdruck mit zunehmender Oberflächenlast ansteigt. Die Verteilungen, die sich in den beiden Laststufen bei einem Versuch ergeben, ähneln sich. Dies ist auf die versuchstechnisch stets auftretenden, geringfügigen Inhomogenitäten in der Lagerung der Hinterfüllung zurückzuführen.

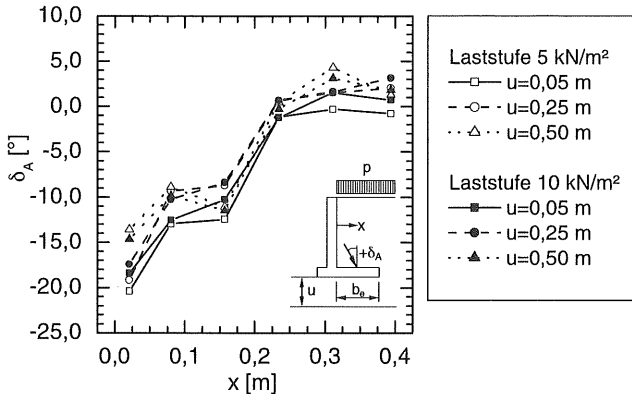


Abbildung 3.31: Auflastdruckneigung

Die Neigung des Auflastdrucks bildet sich in den in Abb. 3.31 dargestellten Versuchen mit $b_e = 0,440$ m unabhängig von der Laststufe gleichartig aus. Die Neigung im Zwickelbereich liegt zwischen $-13,5^\circ$ und $-20,5^\circ$ und steigt mit zunehmender Entfernung vom Vertikalschenkel auf Werte von -1° bis 4° an. Dies bedeutet, dass der Auflastdruck im Zwickel in Richtung Luftseite geneigt ist, während er am erdseitigen Horizontalschenkelende in etwa senkrecht steht.

Die negative Neigung des Auflastdrucks auch im Lastfall Oberflächenlast bestätigt, dass sich im Gebrauchszustand der Horizontalschenkel an der Lastabtragung der aus der Hinterfüllung resultierenden Horizontallast beteiligt. Es kommt also nicht zu der in der Literatur [58] als Annahme geäußerten positiven Neigung des Auflastdrucks, welche aus einer kinematischen Modellvorstellung mit horizontaler Wandverschiebung abgeleitet wurde und die Ausbildung im aktiven Bruchzustand befindlicher Gleitflächen voraussetzt.

3.3.5 Auflastdruckresultierende infolge Oberflächenlast

Zunächst wird die Entwicklung der Auflastdruckresultierenden in Abhängigkeit von der Oberflächenbelastung vorgestellt. Dazu wird beispielhaft Versuch EWS17 mit $b_e = 0,440$ m und $u = 0,25$ m betrachtet (Abb. 3.32).

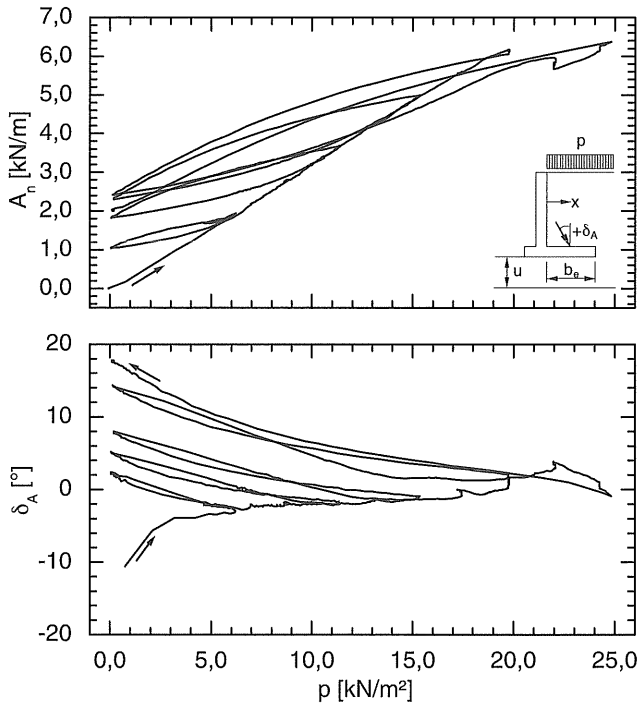


Abbildung 3.32: Betrag und Neigung der Auflastdruckresultierenden als Funktion der Oberflächenlast

Von Beginn der Belastung an wächst die Normalkomponente der Auflastkraft nahezu linear mit der Oberflächenlast. Die erste Entlastung bewirkt einen unterlinearen Rückgang der Kraft, jedoch bleibt ein Restbetrag erhalten. Die Wiederbelastung führt zu einem überlinearen Anstieg, welcher ab dem Niveau der Vorbelastung in einen weiteren linearen Anstieg mündet und mit dem vorangegangenen Lastzyklus eine Erstbelastungsgerade bildet.

In gleicher Weise verhält sich die Auflastdruckresultierende auch in den weiteren Lastzyklen. Ent- und Wiederbelastungen führen zur Ausbildung hystereseartiger Schleifen. Ab dem Lastzyklus 20 kN/m^2 ist beginnendes Versagen der Wand festzustellen, welches mit einem Rückgang der Resultierenden verbunden ist. Dies bildet die Ursache für das Verlassen der Erstbelastungsgeraden. Die Entlastungen führen ab diesem Lastniveau zu keiner nennenswerten Steigerung der Auflastkraft im entlasteten Zustand. Bei der finalen Entlastung fällt diese Kraft sogar geringer aus als in den vorangegangenen Zyklen.

Die Ausbildung von Auflastkräften bei vollständiger Entlastung muss auf Tangentialkräfte an den vertikalen Begrenzungsflächen der Hinterfüllung zurückgeführt werden. Bestätigt wird dies durch die am Vertikalschenkel in diesem Zustand festgestellte negative Erddruckneigung (s. 3.3.3). Ein ähnliches Verhalten kann auch an den Seitenwänden des Versuchskastens unterstellt werden. Die Begrenzung der verbleibenden Auflastkraft kommt durch die beschränkte Kontaktreibung in den Seitenflächen zustande.

Der Neigungswinkel der Auflastdruckresultierenden ergibt sich zu Beginn der Belastung zunächst deutlich negativ, also zur Luftseite hin geneigt und steigt ab ca. 3 kN/m^2 mit der Erstbelastung langsam von -4° auf -2° . Alle Entlastungen führen zu einem Anstieg des Neigungswinkels, also einer Neigung zur Erdseite. Dies geht mit den Beobachtungen der Erddruckresultierenden überein.

Bei Wiederbelastung bis zum Lastniveau der Vorbelastung fällt die Auflastdruckneigung und geht dann wieder in den leichten Anstieg der Erstbelastung über. Weder bei Be- noch bei Entlastung erreicht der im Wesentlichen durch die Wirkungsrichtung der Oberflächenlast geprägte Betrag des Neigungswinkels der Auflastdruckresultierenden die Größe des Kontaktreibungswinkels.

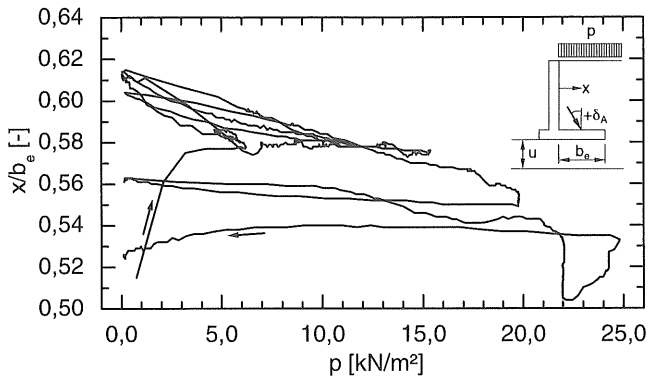


Abbildung 3.33: Bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden als Funktion der Oberflächenlast

Die Entfernung x des Angriffspunkts der Auflastdruckresultierenden von der Rückseite des Vertikalschenkels wird in Abb. 3.33 auf die Breite des erdseitigen Schenkels b_e bezogen.

Mit steigender Belastung bewegt sich die Resultierende zunächst schnell auf einen Abstand von ca. $0,58b_e$. Entlastungen führen im Versuchsverlauf stets zu einer Bewegung der Auflastkraft in Richtung Erdseite, Belastungen zu einer Bewegung in Richtung Luftseite.

Dies erklärt sich mit der Verdrehung in Richtung Luftseite, welche die Wand bei Belastung erfährt und welche eine Umlagerung des Auflastdrucks hin zum sich auf die Hinterfüllung zu bewegendem erdseitigen Ende des Horizontalschenkels bewirkt.

Die bezogene Lage bewegt sich in den Laststufen unter 15 kN/m^2 im Bereich zwischen 0,58 und 0,62 und liegt damit deutlich neben der Schenkelmittle. Lediglich bei den darüber hinaus gehenden Oberflächenlasten wandert der Angriffspunkt der Resultierenden näher zum Vertikalschenkel.

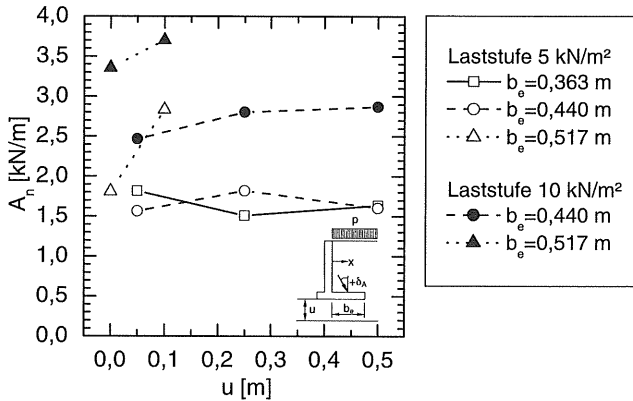


Abbildung 3.34: Normalkomponente der Auflastdruckresultierenden

Abb. 3.34 zeigt die oberflächennormalen Beträge der Auflastdruckresultierenden in Abhängigkeit von der Dicke der Unterlage. Die Auflastkräfte der beiden Laststufen unterscheiden sich deutlich. Höhere Oberflächenlasten bedingen größere Auflastkräfte. Etwas abweichend davon ist lediglich der nicht weiter zu berücksichtigende Versuch mit einer Dicke der Unterlage von 0,1 m, welcher aufgrund versuchstechnischer Probleme in Laststufe 5 kN/m^2 eine übermäßig große Kraft liefert. Hinsichtlich der Dicke der Unterlage lassen sich keine klaren Abhängigkeiten erkennen. Bemerkenswert ist, dass sich bei Laststufe 5 kN/m^2 trotz unterschiedlicher Schenkelbreiten nur geringe Unterschiede im Betrag der Auflastkraft feststellen lassen.

In normierter Form wird die Resultierende in Abb. 3.35 dargestellt. Als Bezugsgröße für die Normierung

$$\overline{A_n} = \frac{A_n}{P} = \frac{A_n}{p \cdot b_e} \quad (3.25)$$

dient die tatsächliche Oberflächenlast P auf der Fläche $\overline{BD}$ nach Abb. 1, welche sich als

Produkt aus der gemessenen Oberflächenlast p und der Breite des erdseitigen Horizontalschenkels b_e ergibt.

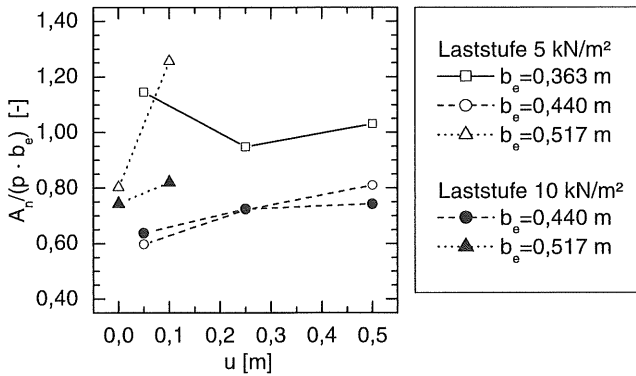


Abbildung 3.35: Normierter Betrag der Auflastdruckresultierenden

Für die Versuche mit Horizontalschenkelbreiten von 0,440 m und 0,517 m ergeben sich mit der o. g. Ausnahme Werte zwischen 0,60 und 0,82. Sie liegen damit deutlich unter dem Erwartungswert von eins. Die dafür maßgeblichen Ursachen wurden bereits in Abschnitt 3.2.5 beschrieben. Die Versuche mit einer Schenkelbreite von 0,363 m weisen deutlich höhere bezogene Auflastkräfte auf. Der Grund dafür ist in den großen Horizontalverformungen in diesen Versuchen zu sehen, infolge derer sich der Einfluss der Reibung an den Kastenseitenwänden auf den Auflastdruck verringert.

Weiterhin wird in der normierten Darstellung erkennbar, dass die Auflastkraft mit wachsender Dicke der Unterlage leicht zunimmt. Dieses Verhalten wird unter Beachtung der mit steigender Dicke der Unterlage zunehmenden Wandverdrehung plausibel. Infolge der durch die Verdrehung bedingten Relativbewegungen zwischen Horizontalschenkel und Boden kommt es zu einer Spannungskonzentration am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels, welche wiederum zum Anstieg der Auflastdruckresultierenden führen.

Die in Abb. 3.36 dargestellte Wirkungsrichtung der Auflastdruckresultierenden bewegt sich zwischen $-7,2^\circ$ und $4,7^\circ$. Die positiven, zur Erdseite gerichteten Neigungen ergeben sich in den Versuchen mit einer Schenkelbreite von 0,363 m, welche durch ein beginnendes Versagen und damit verbunden durch große horizontale Verschiebungen gekennzeichnet sind. Diese Verformungen sind größer als die der unmittelbar auf dem Horizontalschenkel befindlichen Hinterfüllung, wodurch es zur Ausbildung einer positiven Neigung der Auflastdruckresultierenden kommt. In den anderen Versuchen sind geringe zur Luftseite

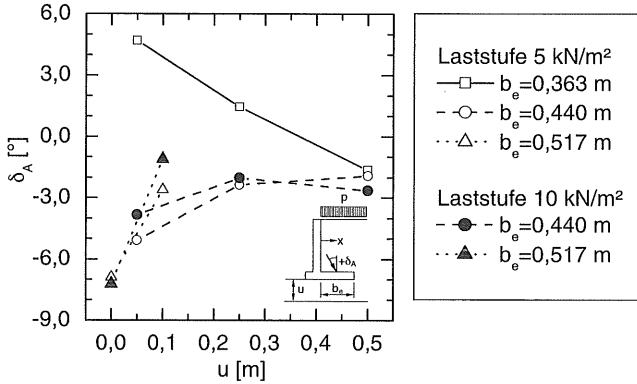


Abbildung 3.36: Neigung der Auflastdruckresultierenden

gerichtete Neigungen festzustellen, wobei sich zwischen den beiden Laststufen nur minimale, nicht systematische Unterschiede ergeben.

Abb. 3.37 zeigt die auf die Breite des erdseitigen Horizontalschenkels b_e bezogene Lage des Angriffspunkts der Auflastdruckresultierenden. Es ergeben sich bei den meisten Versuchen Werte zwischen 0,56 und 0,59, die Resultierende greift damit stets erdseitig der Schenkelmitte an. Dies resultiert aus der Verteilung der Auflastdruckes, welcher am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels seinen Maximalwert erreicht.

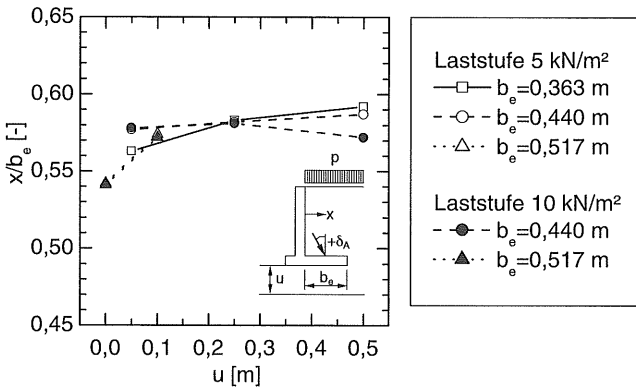


Abbildung 3.37: Bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

Laststufe, Breite des erdseitigen Schenkels und Dicke der Unterlage üben keinen signifikanten Einfluss auf die Lage des Angriffspunkts aus. Lediglich im Versuch mit unbeweglicher Wand liegt die Resultierende aufgrund der verhinderten Verdrehung etwas näher an der Schenkelmitte. Die Ausmittigkeit entsteht hier allein durch den auf die Erddruckneigung zurückzuführenden geringeren Auflastdruck im Zwickelbereich.

Kapitel 4

Numerische Untersuchungen

Zur Beurteilung der Ergebnisse der durchgeführten Versuche sowie zu deren Übertragung vom Modell auf den Prototyp wurden numerische Untersuchungen mit der Methode der finiten Elemente (FEM) durchgeführt. Dazu fand das Programmsystem *ABAQUS* in der Version 6.3 Verwendung.

Die Nachrechnung der Modellversuche erfolgte unter Berücksichtigung verschiedenster versuchstechnischer Randbedingungen, weshalb ein räumliches FE-Modell genutzt wurde. Dies erlaubte u. a. die Einbeziehung der Reibung an den Seitenwänden des Versuchskastens und eine detailliertere Darstellung der Struktur der Modellwand. Neben der Einschätzung der Einflüsse derartiger Randbedingungen ermöglichen die Nachrechnungen auch eine Verifikation der gewählten FE-Modellierung hinsichtlich ihrer Eignung für die Problemstellung.

Die Übertragung auf Prototypverhältnisse erfolgte mit einem auf ebene Verformungszustände zurückgeführten FE-Modell, womit die Einflüsse zahlreicher Parameter untersucht werden konnten.

4.1 Allgemeine Grundlagen

4.1.1 Stoffgesetz Boden

Zur Modellierung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Sands diente das hypoplastische Stoffgesetz in der Formulierung nach VON WOLFFERSDORFF [68], weil es sehr gut geeignet ist, das nichtlineare, irreversible Verhalten rolliger Böden zu beschreiben [16]. Es handelt sich dabei um ein inkrementell nichtlineares Stoffgesetz vom Ratentyp.

Da bei den Berechnungen keine zyklischen Spannungspfade auftreten, brauchten intergranulare Dehnungen nicht berücksichtigt zu werden. Konkrete Verwendung fand die von NUBEL in Zusammenarbeit mit NIEMUNIS in der Programmiersprache *FORTRAN* vorgenommene Implementierung in der Routine *umatibf.f* [51].

In tensorieller Schreibweise lautet das Stoffgesetz

$$\begin{aligned} \overset{\circ}{\mathbf{T}} &= \frac{f_s}{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \hat{\mathbf{T}})} \left[F^2 \mathbf{D} + a^2 \hat{\mathbf{T}} \text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \mathbf{D}) + f_d a F (\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*) ||\mathbf{D}|| \right] \\ \text{mit } \hat{\mathbf{T}} &= \frac{\mathbf{T}}{\text{tr} \mathbf{T}} \quad , \quad \hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \quad \text{und} \quad a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} . \end{aligned} \quad (4.1)$$

Der Spannungsfaktor F ergibt sich unter Berücksichtigung der Grenzbedingung nach MATSUOKA-NAKAI zu

$$\begin{aligned} F &= \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\vartheta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \\ \text{mit } \cos 3\vartheta &= -6 \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)}{\left[\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*) \right]^{\frac{3}{2}}} \quad \text{und} \quad \tan \psi = \sqrt{3} ||\hat{\mathbf{T}}^*|| . \end{aligned} \quad (4.2)$$

Die Eigenschaften der Druck- und Dichteabhängigkeit werden mit den Faktoren

$$f_s = \frac{h_s}{n} \left(\frac{e_i}{e} \right)^\beta \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{-\text{tr} \mathbf{T}}{h_s} \right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^\alpha \right]^{-1} \quad (4.3)$$

$$f_d = \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^\alpha \quad (4.4)$$

berücksichtigt, wobei die druckabhängigen charakteristischen Porenzahlen durch

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{-\text{tr} \mathbf{T}}{h_s} \right)^n \right] \quad (4.5)$$

beschrieben werden.

Das hypoplastische Stoffgesetz verwendet acht Stoffkonstanten. HERLE erläutert in [30] deren einfache Bestimmung mit Hilfe von Standardversuchen. Die auf diese Weise von LAUER [41] ermittelten Parameter für den *Dresdner Sand 98* sind in Tab. 4.1 dargestellt.

Durch numerische Simulation von Triaxialversuchen mit einaxialer Kompression mittels des Programms *Hypoplasticity Vers. 1.1* von DOANH, HERLE und BOURGEOIS ergibt sich ein für auf dem MOHR-COULOMBSchen Bruchkriterium basierende Nachrechnungen

Tabelle 4.1: Hypoplastische Konstanten für den Dresdner Sand 98

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
°	MPa	-	-	-	-	-	-
32	5330	0,32	0,444	0,803	0,923	0,18	1,2

relevanter Reibungswinkel. In Abhängigkeit von bezogener Lagerungsdichte und Spannungsniveau kann er näherungsweise durch

$$\cot \varphi = 1,610 - 0,0835 \cdot I_D - 0,9467 \cdot I_D^2 + 0,0653 \cdot \lg \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{ref}} \right) \quad (4.6)$$

beschrieben werden, wobei sich – ein positives Vorzeichen für Druckspannungen vorausgesetzt – die Spannung σ_m als Mittelwert der Hauptspannungen ergibt und σ_{ref} eine Bezugsspannung von 100 kN/m^2 darstellt.

4.1.2 Kontaktformulierung

Der Interaktion zwischen Boden, Stützkonstruktion und Versuchskasten sowie ihrer realistischen Modellierung kommt bei der Nachrechnung der Versuche zentrale Bedeutung zu. ABAQUS erlaubt es, auf die weit verbreiteten, aber für endliche Verschiebungen ungenauen Kontaktelemente zu verzichten und dafür das allgemeinere Master-Slave-Konzept zu nutzen. Hierbei werden Oberflächen aus Knotenmengen gebildet. Zwei Oberflächen sind sich als Master-Slave-Paar zuzuordnen. In jedem Zeitinkrement erfolgt die Prüfung der Kontaktbedingung des Eindringens eines Slave-Knotens in einen beliebigen Teil der Master-Oberfläche. Wird Kontakt festgestellt, ergibt sich daraus die kontaktnormale Spannung. Im Zusammenhang mit der verwendeten Option der endlichen Gleitverschiebungen kann sowohl die Master- als auch die Slave-Oberfläche deformiert sein. Der Normalenvektor eines Kontaktpunkts wird als Lot des betreffenden Slave-Knotens auf die Master-Oberfläche gefunden.

Für das tangential Kontaktverhalten zwischen verschiedenen Materialien und Versuchssand fand ein hypoplastisches Kontaktgesetz Verwendung, welches ausgehend von der im vorhergehenden Abschnitt dargestellten Formulierung des hypoplastischen Stoffgesetzes (Gl. 4.1–4.5) abgeleitet wurde (s. Anhang A). In vektorieller Darstellung mit eingesetzten Kontaktspannungen und Dehnungsraten lautet es

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma} \\ \dot{\tau}_x \\ \dot{\tau}_y \end{bmatrix} = \frac{f_s}{\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2} \left\{ F^2 \begin{bmatrix} \dot{\epsilon} \\ \frac{\dot{\gamma}_x}{2} \\ \frac{\dot{\gamma}_y}{2} \end{bmatrix} + a^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{3} \\ \bar{\tau}_x \\ \bar{\tau}_y \end{bmatrix} (\dot{\epsilon} + \bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) + f_d a F \begin{bmatrix} \frac{1}{3} \\ 2\bar{\tau}_x \\ 2\bar{\tau}_y \end{bmatrix} \sqrt{3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2}} \right\} \quad (4.7)$$

mit den Faktoren

$$a = \sqrt{\frac{9}{2 \tan^2 \varphi_c} - \frac{9}{8}} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}} , \quad (4.8)$$

$$F = \sqrt{1 - \frac{9}{4} (\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2)} - \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2} , \quad (4.9)$$

f_d nach Gl. 4.4 und

$$f_s = \frac{h_s}{n} \left(\frac{e_i}{e} \right)^\beta \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{-3\sigma}{h_s} \right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^\alpha \right]^{-1} . \quad (4.10)$$

Die druckabhängigen Porenzahlen ergeben sich dabei durch

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{-3\sigma}{h_s} \right)^n \right] . \quad (4.11)$$

Zur Berücksichtigung des Verhaltens weniger rauher Oberflächen mit einem maximal mobilisierbaren Kontaktreibungswinkel $\delta_{max} < \varphi$ wurde ein Kontaktbeiwert $\kappa = \frac{\delta_{max}}{\varphi}$ mit $0 < \kappa \leq 1$ eingeführt. Ausgehend von der Annahme, dass dieser Wert auch den kritischen Zustand kennzeichnet, ergibt sich an Stelle von Gl. 4.8

$$a = \sqrt{\frac{9}{2 \tan^2(\kappa \varphi_c)} - \frac{9}{8}} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}} . \quad (4.12)$$

Simulationen mit variierender bezogener Lagerungsdichte I_d zwischen 0,05 und 0,95 und Kontaktspannungen zwischen 10 und 250 kN/m² zeigen, dass sich die derart berechneten Peakwerte des Kontaktreibungswinkels tatsächlich zu $\delta_{max}(e, \sigma) \approx \kappa \cdot \varphi(e, \sigma)$ ergeben. Die maximalen Abweichungen, welche beim geringsten Spannungsniveau und sehr dichter Lagerung erhalten werden, betragen 4,5 %. Im praktisch relevanten Bereich liegen die Abweichungen unter einem Prozent.

Tabelle 4.2: Kontaktbeiwert κ für den Kontakt zwischen verwendeten Materialien und Dresdner Sand 98

Material	κ
Acrylglas	1,0
Aluminium, poliert	0,9

4.2 Nachrechnung der Versuche

Das Ziel der Versuchsnachrechnungen bestand in der Untersuchung verschiedener, in den Versuchen vorhandener Randeinflüsse sowie in der Überprüfung des gewählten FE-Modells

hinsichtlich weiterer Berechnungen. Neben der Brauchbarkeit der in Standardversuchen ermittelten hypoplastischen Parameter interessierte besonders die Eignung der konstitutiven Beschreibung des Kontaktverhaltens sowie der gewählten Modellierung für die lagenweise Hinterfüllung.

4.2.1 Modellbildung

Das Augenmerk bei der Modellierung lag auf einer möglichst realistischen Abbildung der Versuche. Dazu sollte der Großteil der im Versuch vorhandenen Randeinflüsse, von denen einige durch räumliche Effekte gekennzeichnet sind, einbezogen werden. Aus diesem Grund war eine räumliche Modellierung zwingend erforderlich, wobei Seitenwände und Bodenplatte des Versuchskastens als Grenzen des FE-Modells Berücksichtigung fanden.

Die Diskretisierung von Wand und Boden erfolgte jeweils als Kontinuum. Dazu wurden quaderförmige bzw. dreiseitig-prismatische Spannungs-Verschiebungselemente mit acht bzw. sechs Knoten genutzt. Den isoparametrischen Elementen liegt ein linearer Verschiebungsansatz zugrunde. Für die Wandelemente kamen spezielle, durch inkompatible Modi verbesserte Elemente zum Einsatz. Durch die zusätzlichen Freiheitsgrade kann die biegebeanspruchte Wandstruktur mit einer Reihe dieser Elemente modelliert werden, ohne die Biegesteifigkeit zu überschätzen.

Boden

Die Porenzahl stellt neben dem Spannungszustand (s. Berechnungsablauf, S. 69) die zweite Zustandsvariable im verwendeten hypoplastischen Stoffgesetz dar und muss bei Berechnungsbeginn initialisiert werden. Die Ausgangsporenzahl wurde für alle Elemente derart gewählt, dass die mittlere Porenzahl am Ende der Berechnung der im Versuch realisierten Endporenzahl entspricht. Dies bedeutet, dass die Ausgangsporenzahl um ca. 0,01 größer als die Endporenzahl gewählt wurde, welche sich mit den Kornerüstparametern nach Tab. 3.2 aus der Wichte im Endzustand nach Anhang B ergibt.

Dem Boden wurde weiterhin eine vertikale Volumenkraft in der Größe der Wichte im Endzustand zugeordnet.

Kontinuumsränder

Die Versuchseinrichtung ist in der Ebene senkrecht zur Versuchswand symmetrisch. Diese Eigenschaft konnte zur Verringerung des Berechnungsaufwands ausgenutzt werden.

Die Knoten an der Unterseite des Kontinuums wurden in allen Verschiebungsrichtungen fixiert. Da die Versuchswand mit einem Wert von $\frac{B}{H} \approx 1$ nach [8] ein relativ geringes Seitenverhältnis besitzt, muss die Reibung an den Seitenwänden des Versuchskastens berücksichtigt werden. Dazu wurde ein Kontakt zwischen den Randknoten des Bodenkontinuums und einer unverschieblichen Oberfläche eingeführt. Diesem Kontakt wurde der Parameter für den Kontakt Acrylglas/*Dresdner Sand 98* nach Tab. 4.2 zugeordnet. In allen Kontaktflächen zwischen Wand und Boden kam der Parameter für poliertes Aluminium/*Dresdner Sand 98* zum Einsatz, welcher mit der gemessenen Erddruckneigung kalibriert wurde.

Wandkonstruktion

Die äußere Geometrie der Wand wurde von der Versuchswand übernommen. Damit konnte die Eigenlast der Wand einschließlich deren Schwerpunktslage mittels Volumenkräften genau abgebildet werden. Aufgrund der geringen Beanspruchung der stählernen Wandkonstruktion ist der Ansatz linear-elastischen Materialverhaltens gerechtfertigt. Die Steifigkeiten der aus Profilstahl bestehenden Wandschenkel der Versuchswand und der mit Kontinuums-Elementen modellierten Schenkel des FE-Modells müssen äquivalent sein (Gl. 4.13). Infolge der aus der Massenverteilung der Versuchswand gegebenen Geometrie und damit auch eines gegebenen Trägheitsmoments I_{FEM} der Wandelemente ergibt sich der Elastizitätsmodul nach Gl. 4.14.

$$E_{FEM} \cdot I_{FEM} = E_{Versuch} \cdot I_{Versuch} \quad (4.13)$$

$$E_{FEM} = \frac{E_{Versuch} \cdot I_{Versuch}}{I_{FEM}} \quad (4.14)$$

Einen weiteren Schwerpunkt bildete die Untersuchung der Wirksamkeit der Dreiteilung der Versuchswand. Die Intention bei dieser Ausführung besteht in einer Minimierung der Seitenwandeinflüsse.

Die Steifigkeit der verwendeten Messdosen ist sowohl in normaler als auch in tangentialer Richtung zur Wand geringer als die der seitlichen Wandbereiche der Versuchswand. Dies wurde durch die Einführung zusätzlicher „weicher“, die Oberfläche abbildender Kontinuums-elemente mit linear-elastischem Verhalten modelliert. Die Elastizitätsparameter ergaben sich aus der mechanischen Äquivalenz der finiten Elemente mit den Messdosen.

Ausgehend von den durch Kalibrierung und Nachrechnung bestimmten Federkonstanten der Messdosen $k_{n,MD}$ und $k_{t,MD}$ für Belastungen normal bzw. tangential zur Wandebene lassen sich die Elastizitätsparameter bestimmen. Unter der Erddruckbelastung e_n wird die

Messdose mit der Oberfläche A_{MD} um den Betrag Δd zusammengedrückt (Gl. 4.15). Die gleiche Zusammendrückung ergibt sich unter dieser Last am finiten Element der Dicke d (Gl. 4.16).

$$\Delta d = \frac{e_n \cdot A_{MD}}{k_{n,MD}} \quad (4.15)$$

$$\Delta d = \frac{e_n}{E_{FEM}} \cdot d \quad (4.16)$$

Damit ergibt sich der Elastizitätsmodul der finiten Elemente zu

$$E_{FEM} = \frac{k_{n,MD} \cdot d}{A_{MD}} \cdot d \quad (4.17)$$

Durch ein analoges Vorgehen kann die erforderliche Querdehnzahl ν_{FEM} ermittelt werden. Aus der Erddruckbelastung e_t resultiert eine tangentielle Verschiebung t des Messdosenoberteils (Gl. 4.18). Infolge der Schubverzerrung ergibt sich am finiten Element ebenfalls eine tangentielle Deformation der Oberfläche (Gl. 4.19).

$$t = \frac{e_t \cdot A_{MD}}{k_{t,MD}} \quad (4.18)$$

$$t = \frac{e_t}{G_{FEM}} \cdot d \quad (4.19)$$

Unter Ausnutzung der Beziehung

$$G_{FEM} = \frac{E_{FEM}}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.20)$$

und des Elastizitätsmoduls aus Gl. 4.17 kann damit die Querdehnzahl berechnet werden.

$$\nu_{FEM} = \frac{E_{FEM}}{2 \cdot k_{t,MD} \cdot d} - 1 \quad (4.21)$$

Berechnungsablauf

Der Versuchsverlauf wurde in der Berechnung nachgebildet. Dazu erfolgt zunächst eine Deaktivierung aller Elemente mit Ausnahme der Bettung der Wand. Diese konsolidiert durch Aufbringen der volumetrischen Eigengewichtskräfte. Anschließend wird die Wand auf die Bettung gestellt. Die Hinterfüllung wird lagenweise durch schichtweises Aktivieren von zunächst am unteren Rand vertikal sowie seitlich horizontal gestützten, im Ruhedruckzustand befindlichen Elementen hergestellt. Durch Freigeben der Stützungen tragen diese Elemente ihre Eigenlast dann an die darunter liegenden Elemente sowie an die seitlichen Kontaktflächen ab.

Die Berechnungen erfolgten geometrisch nichtlinear, so dass die Auswirkungen der auftretenden Deformationen, insbesondere auch in den Kontaktflächen, eine vollständige Berücksichtigung erfahren.

4.2.2 Berechnungsergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Nachrechnungen für den Endzustand, d. h. nach Abschluss der Hinterfüllung, vorgestellt. Die gewonnenen Daten ermöglichen dabei einen vertieften Einblick in die Interaktion von Versuchswand einschließlich Erddruckmesstechnik, Boden und Versuchskasten. Nach Möglichkeit werden die Ergebnisse der Nachrechnungen den entsprechenden Messwerten gegenübergestellt.

Die Darstellung der Berechnungsergebnisse erfolgt überwiegend anhand von typischen Beispielen. Dazu wurden drei Versuche mit untereinander verschiedenen Randbedingungen ausgewählt. Die dabei getroffenen Aussagen gelten jedoch für alle Nachrechnungen.

Spannungen im Boden

Zur Veranschaulichung der Spannungsverhältnisse im Boden sind in Abb. 4.1 die Vertikalspannungen σ_z im Versuch EWS15 mit ($u = 0,50$ m, $b_e = 0,440$ m) dargestellt. In dieser sowie in den folgenden beiden Abbildungen stellt die vordere Ansichtsfläche die in der Mitte des Versuchskastens verlaufende Symmetrieebene dar. Alle weiteren senkrechten Begrenzungsflächen des Bodenkontinuums werden von den Seitenwänden gebildet.

Gut sichtbar ist die Ausbildung von Spannungskonzentrationen auf dem erdseitigen Ende des Horizontalschenkels sowie am luftseitigen Wandfuß. Beide resultieren vornehmlich aus der Verdrehung der Wand zur Luftseite.

Im mit Eigenlast behafteten isotropen Halbraum wächst die Vertikalspannung als natürlicher Überlagerungsdruck linear mit der Tiefe. Dieses Verhalten sollte im Idealfall an den Rändern des Versuchskastens auch gegeben sein. Tatsächlich ist jedoch ein als Siloeffekt bekannter deutlicher Abfall der Vertikalspannungen an den Seitenflächen zu verzeichnen, was in Abb. 4.1 besonders gut an der äußeren rechten Kante zu erkennen ist.

Dies resultiert aus der an den Seitenflächen auftretenden Reibung. Infolge der bei der Hinterfüllung zunehmenden Auflast setzt sich der Modellboden. Die entstehenden Relativverschiebungen zwischen Boden und Wänden des Versuchskastens mobilisieren die Schubspannungen an den nicht reibungsfreien Seitenflächen. Aufgrund der Geometrie des Versuchskastens wirkt sich dieser Effekt besonders an den Längswänden auf die Winkelstützwand aus.

Ein ähnliches Verhalten ist zwischen Boden und Modellwand festzustellen. Auch hier kommt es zur Mobilisierung von Schubspannungen, welche den Tangentialanteil des Erddrucks bilden. Dadurch verringert sich die Vertikalspannung im Zwickelbereich zwischen Vertikal- und Horizontalschenkel.

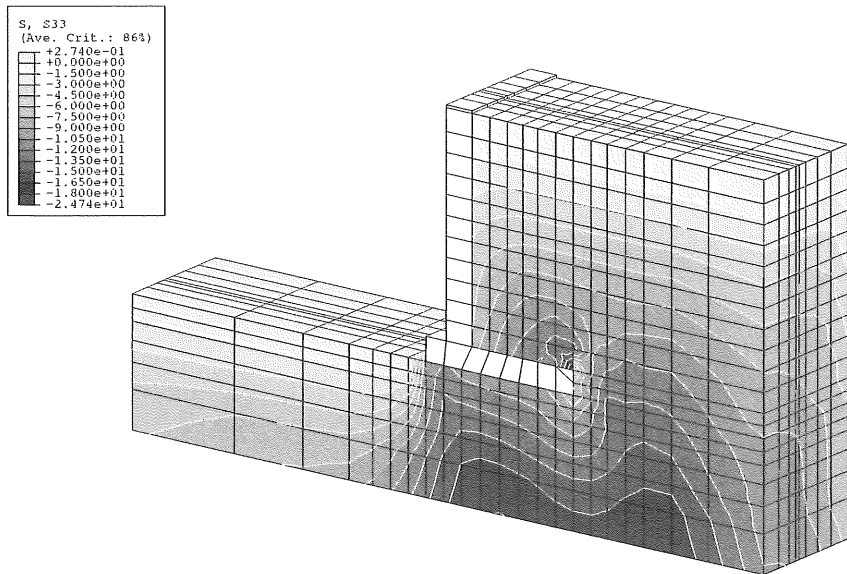


Abbildung 4.1: Vertikalspannungen im Boden, Versuch EWS15, in kN/m^2

Verzerrungen im Boden

Die in Abb. 4.2 dargestellten Verzerrungen senkrecht zur Wandebene ε_x lassen zwei Bereiche erkennen, deren Dehnungszustand hin zum aktiven Grenzzustand tendiert bzw. diesen erreicht. Zum einen ist die Ausbildung der vom erdseitigen Ende des Horizontalschenkels hin zum Vertikalschenkel reichenden erste Gleitfläche nach Abb. 1 bereits im Gebrauchszustand unter Eigenlast zu beobachten, während die bei Parallelverschiebung im Grenzzustand zu erwartende zweite, erdseitige Gleitfläche nicht festzustellen war.

Zum anderen kommt es infolge der unten beschriebenen Horizontalverschiebung der Wand in einem Bereich unmittelbar hinter dem Horizontalschenkel zu größeren Dehnungen.

Vor dem Wandfuß bildet sich ein stark gestauchter Bereich aus. Dieser resultiert aus der Konzentration des vertikalen und horizontalen Lastabtrags der Wand im vorderen Bereich der Wandaufstandsfläche. Dass die maximalen Stauchungen dabei vor dem Wandfuß zu erkennen sind, geht dabei auf die FE-Diskretisierung im Zusammenspiel mit den zur Darstellung nötigen Interpolationen zurück.

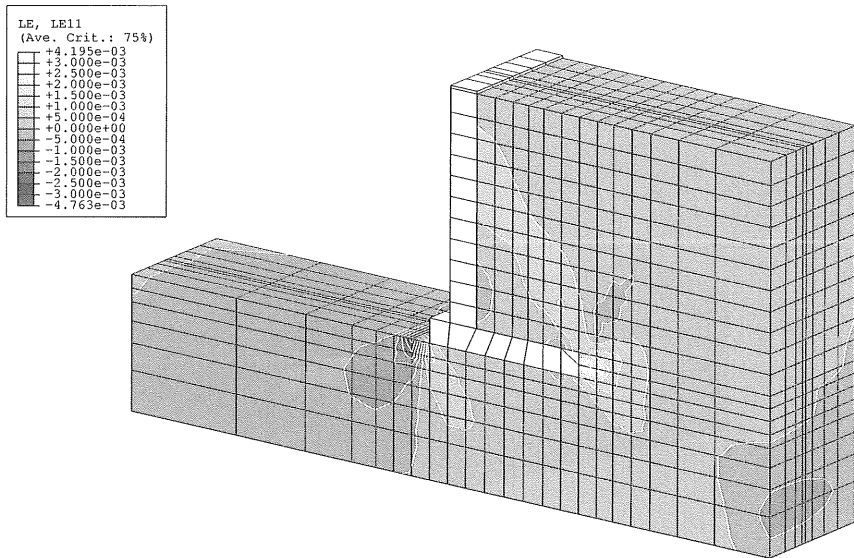


Abbildung 4.2: Horizontaldehnungen senkrecht zur Wandebene, Versuch EWS15

Verschiebungen

Anhand der Verschiebungen in wandnormaler Richtung u_x kann das Verformungsverhalten von Wand und Boden gut beobachtet werden. Wie in Abb. 4.3 zu sehen ist, verschiebt und verdreht sich die Wand insgesamt zur Luftseite hin. Dabei bewegt sich der Boden unterhalb der ersten Gleitfläche auf bzw. mit dem Vertikalschenkel. Der starke Unterschied zwischen den Verschiebungen des Vertikalschenkels und des dahinter liegenden Bodens erklärt sich aus dem später liegenden Einbauzeitpunkt der höheren Hinterfüllungsschichten. Wenn die entsprechenden Knoten ohne Vorverformung aktiviert werden, befinden sich die Wandknoten bereits in verschobener Lage.

Oberhalb der ersten Gleitfläche verringern sich die Horizontalverschiebungen zur Erdseite zu. Im Bereich der Kastenseitenwände verbleibt der Boden nahezu am Einbauort. Deutliche horizontale Verformungen treten im Boden im Bereich unterhalb des luftseitigen Horizontalschenkels auf, wo der überwiegende Teil der horizontalen und vertikalen Lasten von der Wand in die Unterlage abgetragen wird.

Weiterhin ist an den Oberflächen von Bettung und Hinterfüllung die Einschnürung der Verschiebungen zur Kastenlängswand (Rückseite in Abb. 4.3) hin erkennbar, die durch die Seitenreibung hervorgerufen wird.

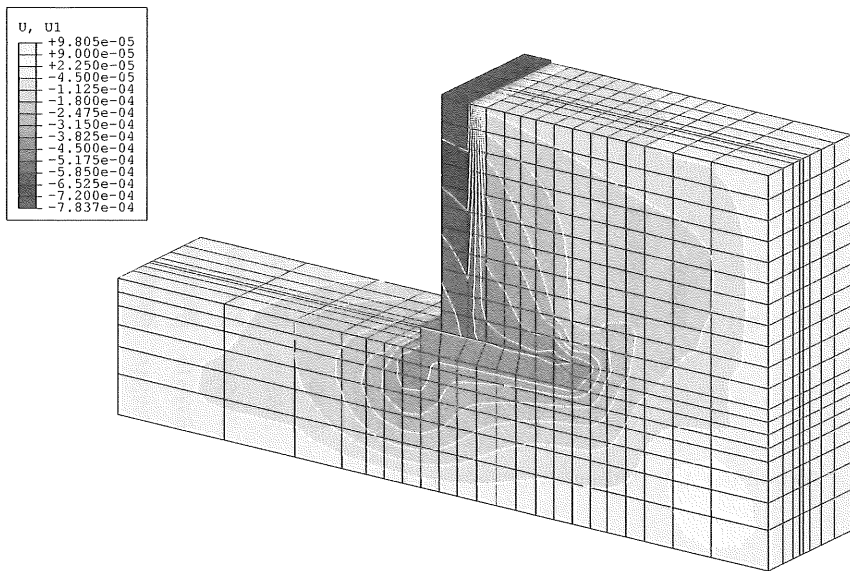


Abbildung 4.3: Horizontalverschiebungen senkrecht zur Wandebene, Versuch EWS15, in Metern

Abb. 4.4 zeigt einen Vergleich der Mess- und Nachrechnungsergebnisse der horizontalen Fußpunktverschiebungen für alle Versuche. Die in den Nachrechnungen erhaltenen Verschiebungen fallen geringer aus als die Messwerte. Sie erreichen dabei lediglich 20 % bis 70 % der gemessenen Horizontalverschiebungen.

Die horizontalen Verformungen ergeben sich in den FE-Berechnungen, wie auch in Abb. 4.3 zu erkennen ist, hauptsächlich aus Schubverformungen der Sandunterlage. Die geringen Verschiebungen würden damit auf eine etwas zu steife Einschätzung des Stoffverhaltens des Sands unter deviatorischen Beanspruchungen hindeuten. Zu bedenken ist ebenso die Anisotropie des trocken eingerieselten Sandes, welche in horizontaler Richtung zu geringeren Steifigkeiten führen kann [5, 30, 66] und die in der Beschreibung des Stoffverhaltens unberücksichtigt bleibt. Als weitere Ursache erscheinen Auflockerungen in der Sohle möglich, welche sich durch das Abziehen der Sandunterlage vor dem Absetzen der Versuchswand ergeben könnten.

Die vergleichende Darstellung der vertikalen Wanddeformationen in Abb. 4.5 zeigt eine relativ gute Übereinstimmung zwischen Nachrechnung und Versuch. Die maximalen Abweichungen betragen $\pm 0,3$ mm.

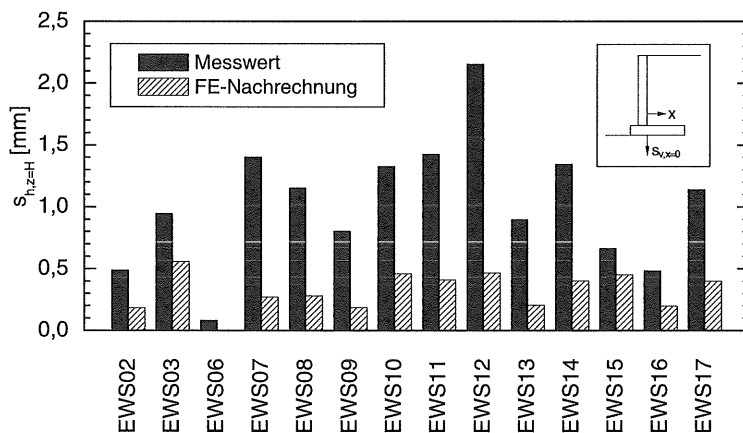


Abbildung 4.4: Horizontalverschiebung. Messwerte und Nachrechnungsergebnisse

Die Vertikalverschiebungen ergeben sich hauptsächlich aus der Kompression der Sandunterlage. Es kann festgestellt werden, dass das Verhalten des Sandes bei überwiegend ödometrischen Beanspruchungen mit den verwendeten Stoffgesetzparametern gut wiedergegeben wird.

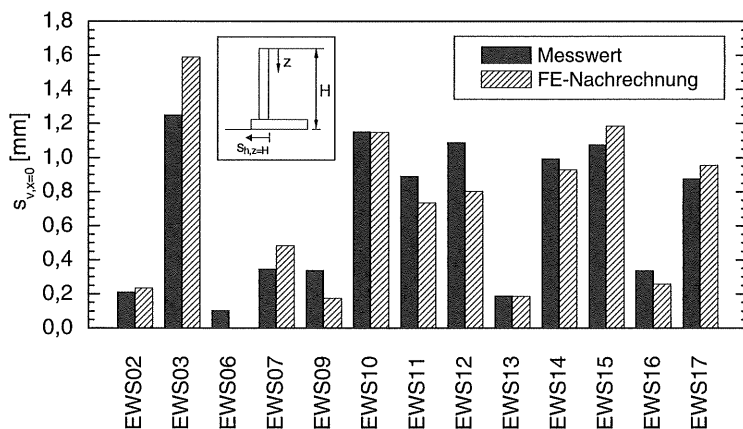


Abbildung 4.5: Vertikalverschiebung. Messwerte und Nachrechnungsergebnisse

Erddruck

Das Hauptaugenmerk bei der Nachrechnung der Modellversuche lag auf den Ergebnissen hinsichtlich Erd- und Auflastdruck. Die typische räumliche Erddruckverteilung am Vertikalschenkel der Versuchswand läßt sich in Abb. 4.6 erkennen. Die Verteilung ist bzgl. der Mittelebene $y = 0,5 \text{ m}$ symmetrisch. Der Erddruck steigt mit zunehmender Tiefenlage z an. Betrachtet man eine beliebige horizontale Ebene, so ist ein starker Abfall hin zu den Kastenseitenwänden ($y \rightarrow 0$ bzw. $y \rightarrow 1 \text{ m}$) festzustellen. Dadurch tritt unmittelbar am Rand der Versuchswand nur ein sehr geringer Erddruck auf. Dies ist eine Folge des oben beschriebenen Abfalls der Vertikalspannungen infolge der Reibung an den Kastenseitenwänden. Weiterhin charakteristisch ist der im Messwandbereich ($0,3 \text{ m} < y < 0,7 \text{ m}$)

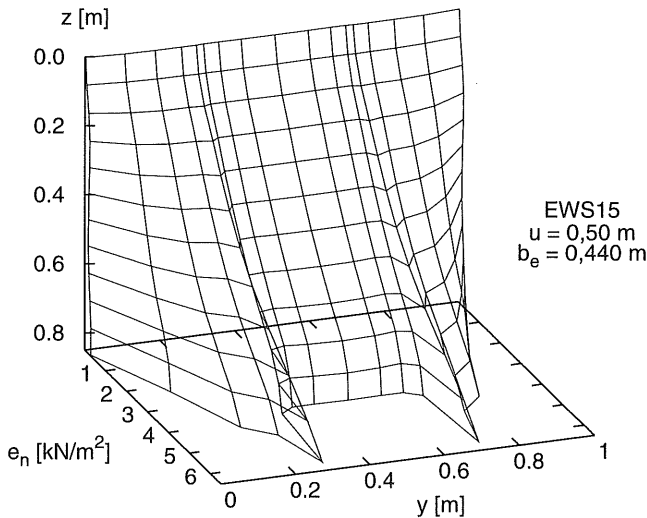


Abbildung 4.6: Räumliche Erddruckverteilung am Wandquerschnitt

im Vergleich zu den Seitenflächen deutlich geringere Erddruck. Dieses Verhalten verstärkt sich mit zunehmender Tiefe. Es resultiert aus der gegenüber den Seitenflächen deutlich größeren Nachgiebigkeit der Messdosens. Diese verformen sich unter dem Erddruck, wodurch es zu horizontalen Spannungsumlagerungen von den Messdosens auf die starren Seitenflächen kommt. An den Kanten zwischen den Wandbereichen ergibt sich deshalb ein Sprung in der Größe des Erddrucks.

In Abb. 4.7 sind Messwerte und Nachrechnungsergebnisse für Erddruck und Erddruckneigung gegenübergestellt. Die Werte der Nachrechnungen ergeben sich dabei als Mit-

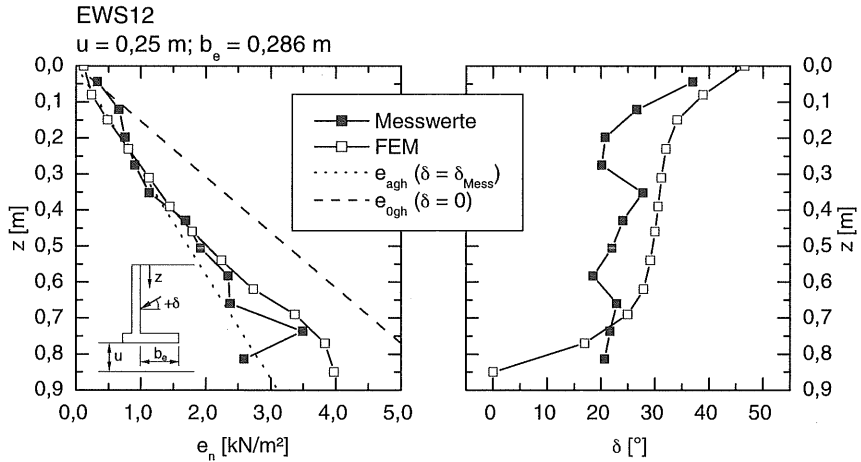


Abbildung 4.7: Erddruck und Erddruckneigung. Messwerte und Nachrechnungsergebnisse

telwerte über die Breite der Messdosen. Als Vergleich dienen der aktive Erddruck sowie der Erdruhedruck, ausgehend von dem im Versuch realisierten Neigungswinkel der Erddruckresultierenden. Die im Versuch ermittelten Erddruckverteilungen können mit den FE-Berechnungen generell recht gut nachvollzogen werden.

Im oberen Wandbereich bis zu einer Tiefenlage von $z = 0,15 \dots 0,25 \text{ m}$ wird in den Nachrechnungen nahezu der aktive Erddruck mobilisiert, was auf die Horizontalbewegung des Wandkopfs beim Einbringen der letzten Bodenschichten zurückzuführen ist. Demgegenüber stehen Messwerte in der Größe des Erdruhedrucks. Die Ursachen dafür liegen in der Technologie des Sandeinbaus begründet.

In mittleren Tiefenlagen bis hin zu $z = 0,70 \text{ m}$ ist in Messung und Versuch übereinstimmend ein leicht überproportionaler Anstieg des Erddrucks mit der Tiefe festzustellen, wobei die Messergebnisse aufgrund der imperfekten Bedingungen eines Versuchs im Vergleich zur Nachrechnung streuen.

Charakteristisch für den unteren Wandbereich ist das unterproportionale Anwachsen des Erddrucks gefolgt von einem geringen Abfall. Dieses Verhalten ist in den Versuchen sehr ausgeprägt und wird von den Nachrechnungen tendenziell bestätigt. Als Ursache für dieses Verhalten kommt die konstruktive Ausbildung der Versuchswand im Zwickel zwischen Horizontal- und Vertikalschenkel in Betracht, wodurch sich die wirksame Steifigkeit einzelner Messdosen verringert und der Erddruck etwas abfällt.

Die vom Wandkopf nach unten zu abnehmende Erddruckneigung kann mittels des hypoplastischen Kontaktgesetzes von der Tendenz her nachvollzogen werden. Somit gelingt eine realitätsnähere Beschreibung der Mobilisierung dieser Art von tangentialen Kontaktspannungen, als dies mit der Annahme eines konstanten Wandreibungswinkels möglich gewesen wäre. Im überwiegenden Teil der Wand liefern die Nachrechnungen dabei etwas größere Neigungen, lediglich im unteren Wandfüntel ergeben sich geringere.

Erddruckkraft

Aus den ermittelten Erddrücken können die Erddruckkräfte berechnet werden. Dabei wurde als Erddruckfunktion von einer polygonalen Verbindung der diskreten Erddruckwerte – analog zur Darstellung in Abb. 4.7 – ausgegangen. Die erhaltenen Erddruckkräfte aller Versuche sind in Abb. 4.8 angegeben und zeigen mit Abweichungen von -9% bis +18% eine gute Annäherung an die Messwerte, wobei sie tendenziell etwas darüber liegen. Es ist festzustellen, dass die Streuung der Erddruckmesswerte zu großen Teilen auf Umlagerungen zwischen einzelnen Messdosen zurückzuführen ist. Dieser Vorgang wirkt sich auf die Erddruckresultierende lediglich in geringem Umfang aus.

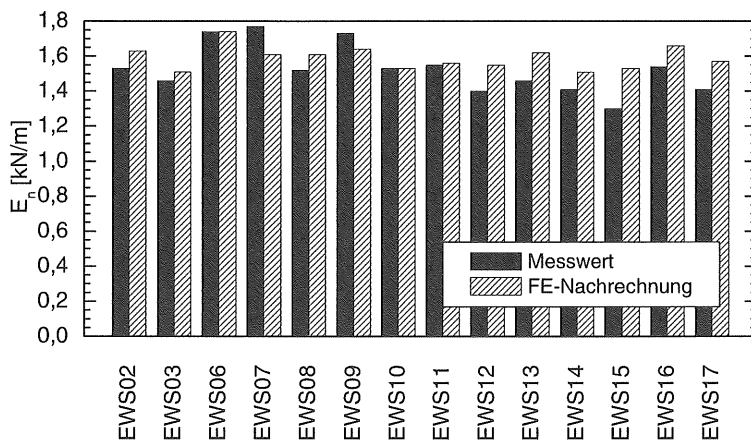


Abbildung 4.8: Erddruckkräfte. Messwerte und Nachrechnungsergebnisse

Auflastdruck

Eine typische räumliche, bzgl. der Mittelebene $y = 0,5\text{ m}$ symmetrische Verteilung des Auflastdrucks ist in Abb. 4.9 dargestellt. Sie ist geprägt von einem Anstieg der Span-

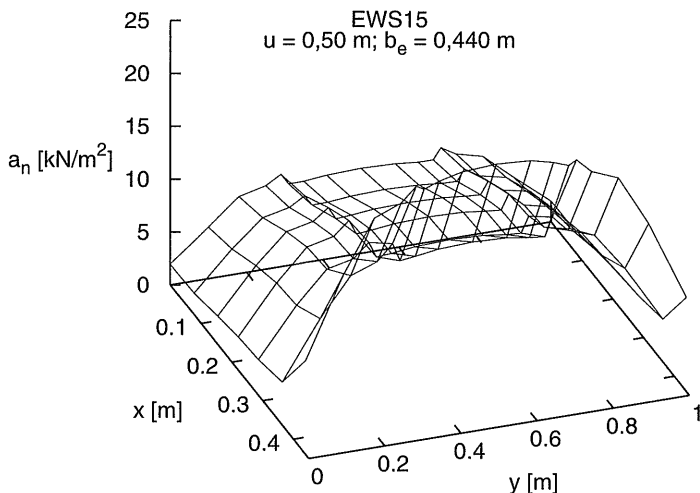


Abbildung 4.9: Räumliche Auflastdruckverteilung am Horizontalschenkel

nungen von einem niedrigen Niveau unmittelbar am Vertikalschenkel bei $x = 0$ m hin zu einem Spitzenwert am erdseitigen Ende. Deutlich zu erkennen ist ebenfalls der Einfluss der Seitenreibung, der zu einer Abnahme des Auflastdrucks in den Randbereichen ($y \rightarrow 0$ bzw. $y \rightarrow 1$ m) führt.

Im mittleren Bereich des Horizontalschenkels ($0,3 \text{ m} < y < 0,7 \text{ m}$) ist ein geringer Abfall des Auflastdrucks zu verzeichnen. Dies geht wie beim Erddruck auf die Steifigkeitsunterschiede zwischen Messdosen und Seitenwand zurück. Dieser Effekt ist hier wesentlich schwächer ausgeprägt, da in den Messdosen auf dem Horizontalschenkel deutlich steifere Messaufnehmer verwendet wurden als am Vertikalschenkel.

Zum Vergleich zwischen den Versuchsdaten und den Ergebnissen der Nachrechnung sind in Abb. 4.10 die Verteilungsfunktionen des Auflastdrucks und seiner Neigung beispielhaft für einen Versuch dargestellt. Die Werte der Nachrechnung wurden analog zum Erddruck ermittelt. Zur Einordnung der Ergebnisse für den Auflastdruck ist der natürliche Überlagerungsdruck $\gamma \cdot h$ angegeben.

Unmittelbar am Vertikalschenkel ($x = 0$) sind übereinstimmend in Messung und Berechnung die geringsten Beträge des Auflastdrucks festzustellen. Zum erdseitigen Ende des Horizontalschenkels hin steigt dieser dann an und übersteigt teilweise den natürlichen Überlagerungsdruck. Für dieses Verhalten konnten zwei Ursachen lokalisiert werden. Zum einen verdreht sich die Wand im letzten Teil des Hinterfüllungsvorgangs zur Luftseite und

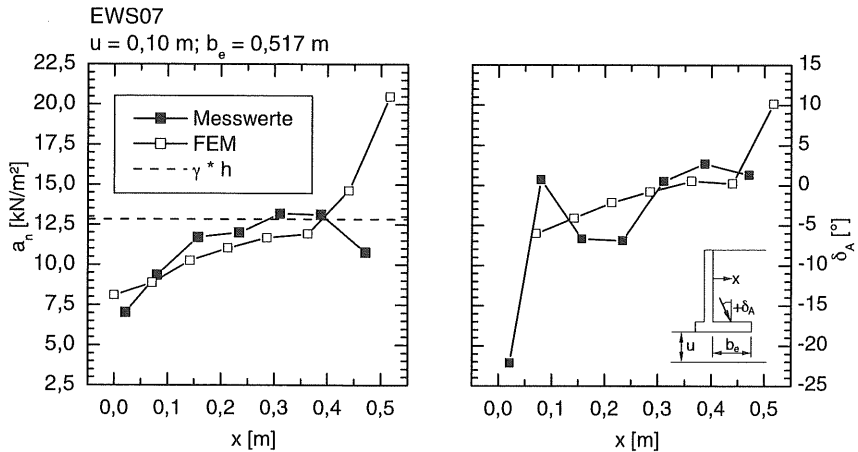


Abbildung 4.10: Auflastdruck und Auflastdruckneigung. Messwerte und Nachrechnungsergebnisse

verursacht dadurch Spannungumlagerungen am Horizontalschenkel, zum anderen trägt der Vertikalschenkel einen Teil der Bodenlast als Tangentialanteil des Erddrucks ab.

Besonders die Versuche mit langem erdseitigen Horizontalschenkel zeigen unmittelbar an dessen Ende einen Abfall des Auflastdrucks. Dies ist konstruktionsbedingt und wurde in Abschnitt 3.2.4 diskutiert. In der FE-Modellierung erfolgte eine gewisse Vereinfachung des konkreten Konstruktionsdetails. Der äußerste Kontaktpunkt liegt in der Nachrechnung auf dem unnachgiebigen erdseitigen Abschluss des Horizontalschenkels, während der äußerste Messwert von einer nachgiebigen Messdose geliefert wird. Dadurch erklärt sich die differierende Auflastdruckverteilung an dieser Stelle.

Die Auflastdruckneigung liegt sowohl in der Nachrechnung als auch im Versuch überwiegend im negativen Bereich, der Tangentialanteil wirkt in Richtung Luftseite. Während die Messungen starke Schwankungen über die Horizontalschenkelbreite aufweisen, ergibt sich in den Nachrechnungen ein relativ gleichmäßiger Anstieg vom Vertikalschenkel zur Erdseite hin. Dies stimmt mit der in Abschnitt 3.2.4 beschriebenen Grundtendenz aller Versuche überein. Hinsichtlich des sich in Nachrechnungen einstellenden Extremwerts des Neigungswinkels am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels ist wiederum auf die spezielle Ausbildung der FE-Modellierung zu verweisen.

Auflastdruckkraft

Die in Abb. 4.11 für alle Versuche dargestellten Auflastdruckkräfte wurden unter den gleichen Annahmen ermittelt wie die Erddruckkräfte. Die Ergebnisse der Nachrechnungen über- bzw. unterschreiten die Messwerte um maximal 19 % bzw. 10 %, liegen tendenziell darüber und nähern sich damit gut an diese an. Die Abweichungen, welche aus den bereits oben diskutierten Ursachen resultieren, wirken sich somit auf die Resultierende etwas weniger aus als auf den Auflastdruck.

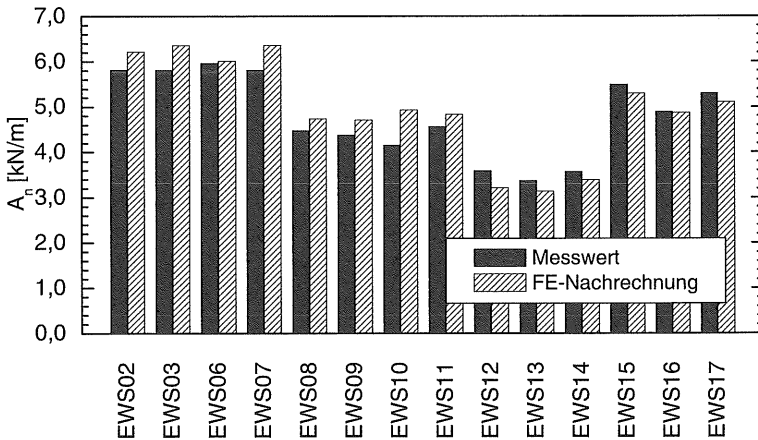


Abbildung 4.11: Auflastdruckkräfte. Messwerte und Nachrechnungsergebnisse

4.2.3 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen, dass die Messergebnisse der Versuche mit der gewählten Modellbildung zutreffend nachvollzogen werden. Damit wurde das FE-Modell überprüft und bestätigt. Dies betrifft insbesondere die Teilprobleme:

- **Stoffgesetz für Bodenelemente.** Das hypoplastische Stoffgesetz beschreibt erwartungsgemäß das mechanische Verhalten des rolligen, trockenen Sandmaterials sehr gut. Die von LAUER nach [30] in Standardversuchen für das Versuchsmaterial ermittelten Stoffparameter konnten ohne Anpassung verwendet werden.
- **Kontaktmodellierung.** Die Interaktion in kontaktnormaler Richtung zwischen Boden und Modellwand bzw. zwischen Boden und Kastenseitenwänden war mit dem

gewählten Master-Slave-Konzept erfolgreich modellierbar. In tangentialer Richtung bewährte sich das neue hypoplastische Kontaktgesetz.

- **Schrittweiser Berechnungsablauf.** Die Errichtung und die lagenweise Hinterfüllung der Modellwand konnte in Berechnungsschritten nachgebildet werden.

Die gewonnenen Erkenntnisse ermöglichen es, zur Herleitung von Berechnungsansätzen für den Erd- und Auflastdruck auf Winkelstützwände fundierte Parameterstudien auszuführen.

Weiterhin können einige Feststellungen zur verwendeten Versuchstechnik getroffen werden:

- Infolge Seitenreibung weichen die Vertikalspannungen im Versuchskasten vom natürlichen Überlagerungsdruck ab, sie verringern sich zu den Seitenwänden hin. Dieser Effekt verstärkt sich mit zunehmender Tiefenlage. Er hat unter den speziellen Bedingungen der durchgeführten Versuche ab einer Tiefenlage z von ca. 0,6 m Einfluss auf den Messwandbereich. Die Seitenreibung wirkt sich folglich ab dieser Tiefe auch auf die Messergebnisse aus. Aus diesem Grund sollte auch bei dem Prinzip der Aufteilung der Wandfläche in eine mit Messdosen besetzte Mittelfläche und unbesetzte Seitenflächen das Verhältnis zwischen Gesamtwandbreite und Wandhöhe nicht zu klein gewählt werden.
- Eine zu geringe Steifigkeit der Messaufnehmer in den Dosen verursacht signifikante, das Messergebnis beeinflussende Erd- bzw. Auflastdruckumlagerungen. Die Ergebnisse zeigen, dass die vierfach steiferen Aufnehmer am Horizontalschenkel gegenüber denen am Vertikalschenkel diesen Effekt deutlich vermindern. Das Konstruktionsprinzip des mittels Dehnungsmessung funktionierenden Biegers ist in der Lage, die im Versuch auftretenden Kraftgrößen sehr gut aufzunehmen. Jedoch sollte bei der Abstimmung der Messgeber ein Kompromiss tendenziell zu Gunsten der Verformungseigenschaften und zu Ungunsten der Auflösung eingegangen werden.
- Konstruktiven Details, insbesondere wenn sie die Steifigkeit der Wandoberfläche betreffen, ist besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Im Bereich konstruktiv bedingter Diskontinuitäten ist dafür Sorge zu tragen, dass sich ihr Eingriff in die umliegende Oberfläche auf ein Minimum beschränkt.

4.3 Untersuchungen im ebenen Fall

Ausgehend von dem im Rahmen der Nachrechnungen aufgestellten räumlichen FE-Modell wurde ein idealisiertes Modell entwickelt, welches dem Studium des Verhaltens von Winkelstützwänden im ebenen Fall diene.

Zunächst erfolgt die Betrachtung der Maßstabsabhängigkeit, um die Übertragbarkeit vom Modellmaßstab auf die Verhältnisse am Prototyp zu überprüfen. Parallel wird das charakteristische Verhalten dargestellt. Im Anschluss werden verschiedene Einflussparameter an einer fünf Meter hohen Winkelstützwand untersucht.

4.3.1 Modellbildung

Zur Diskretisierung von Wand und Boden als Kontinuum wurden vierseitige Spannungs-Verschiebungselemente mit bilinearem Verschiebungsansatz genutzt. Für die Wand kam – analog zum in Abschnitt 4.2.1 dargestellten räumlichen Modell – ein mit inkompatiblen Modi verbesserter Elementtyp zum Einsatz.

Die Lagerung des Bodenkontinuums erfolgte am unteren Rand unverschieblich, an den Seitenrändern vertikal verschieblich. Die Größe des in Abb. 4.12 dargestellten Kontinuums wurde derart gewählt, dass eine nennenswerte Beeinflussung des Verhaltens der Wand durch die Ränder nicht stattfindet [46, 47].

Zur Abbildung der Versuchswand in das FE-Modell werden einige Idealisierungen getroffen. Die Querschnitte von Vertikal- und Horizontalschenkel sind über ihre Länge konstant. Es wird linear-elastisches Materialverhalten mit den Elastizitätsparametern nach Tab. 4.3 unterstellt. Auf eine lokale Abminderung der Wandsteifigkeit aufgrund des Übergangs des Wandbetons in den Zustand II (Aufreißen der Zugzone) wird im Rahmen der Modellbildung verzichtet. Der Einfluss der Wandsteifigkeit wird getrennt untersucht.

Die in Abb. 4.12 dargestellte Grundgeometrie mit ihren Schenkellängen ergab sich aus der Forderung der Standsicherheit für unterschiedliche Lagerungsdichten von Unterlage und Hinterfüllung und entspricht typischen Ausführungsvarianten [56, 61]. Die Schenkeldicken wurden mit einem Zehntel der Gesamtwandhöhe angenommen.

Tabelle 4.3: Materialparameter Wandbeton nach Eurocode 2 [15]

Festigkeitsklasse	E_{cm}	ν	γ
	MN/m ²	-	kN/m ³
C20/25	29000	0,2	25

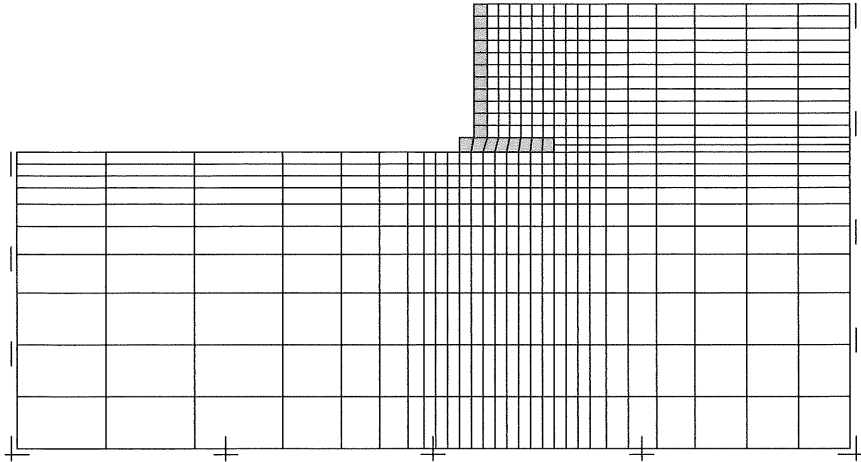


Abbildung 4.12: Beispiel für ebenes FE-Netz

Für das hypoplastische Kontaktverhalten zwischen Beton und Boden wurde als maßgebend die Porenzahl des angrenzenden Bodens angenommen. An den Kontaktflächen des Horizontalschenkels wurde der Kontaktbeiwert κ zu 1,0 vorgegeben, am Vertikalschenkel erfolgte zwecks Berücksichtigung verschiedener Oberflächenstrukturen (z. B. Dichtungsschichten) die Verwendung variierender Kontaktbeiwerte.

Der Ablauf der geometrisch nichtlinear durchgeführten Berechnungen entsprach dem des räumlichen Modells und der Prinzipdarstellung in Abb. 3.6. Im Anschluss an die vollständige lagenweise Aktivierung der die Hinterfüllung bildenden Elemente erfolgte ggf. das Aufbringen einer gleichmäßigen, auf die gesamte Hinterfüllung einwirkenden Oberflächenlast.

4.3.2 Charakteristisches Verhalten und Maßstabsabhängigkeit

Zum Studium der Maßstabsabhängigkeit wurden ebene, geometrisch ähnliche Untersuchungen mit dem FE-Netz nach Abb. 4.12 und sieben Stufen der Geländesprunghöhe von 1,0m bis 10,0m ausgeführt, womit sowohl der in den nachgerechneten Modellversuchen vorhandene als auch der baupraktisch relevante Höhenbereich abgedeckt wird. Weiterhin wurde die bezogene Lagerungsdichte von Untergrund und Hinterfüllung in den drei Stufen 0,5; 0,75 und 0,95 variiert. Der Kontaktbeiwert für den Kontakt Vertikalschenkel/Hinterfüllung betrug 1,0.

Die Darstellung des charakteristischen Verhaltens von Winkelstützwänden im ebenen Fall erfolgt exemplarisch anhand der bezogenen Lagerungsdichte 0,75. Die vorgestellten Ergebnisse kennzeichnen jeweils den Zustand nach Abschluss der Hinterfüllung und damit den Zustand infolge Eigenlast.

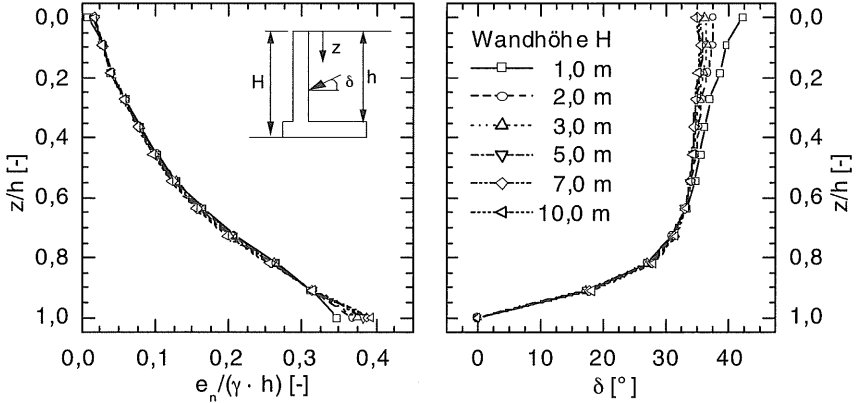


Abbildung 4.13: Normierte wandnormale Komponente und Neigung des Erddrucks

In Abb. 4.13 sind die Verteilungen der wandnormalen Komponente sowie der Erddruckneigung am Vertikalschenkel dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Maßstäbe werden die Tiefenlage z mit der inneren Schenkelhöhe h und der Erddruck e_n mit dem Produkt $\gamma \cdot h$ normiert. Der Erddruck wächst mit zunehmender Tiefe überproportional. Dies resultiert aus den im oberen Hinterfüllungsbereich stärker als im unteren auftretenden Horizontaldehnungen und wird letztlich durch die Wirkung des Horizontalschenkels bedingt. Der bezogene Erddruck stimmt unabhängig vom Maßstab und damit vom Spannungsniveau nahezu überein, wobei sich der überlineare Anstieg bei höherem Spannungsniveau leicht stärker ausprägt.

Der Erddruckneigungswinkel nimmt ausgehend vom Wandkopf in den oberen zwei Dritteln der Wand leicht ab und fällt dann zum Wandzwickel hin ($z/h \rightarrow 1$) rasch auf null. Dies ist vor allem der Veränderung des Betrags der setzungsbedingten Relativverschiebungen zwischen Wand und Boden über die Wandhöhe zuzuschreiben.

Aus dem als Polygonzug aufgefassten wandnormalen und -tangentialen Erddruck kann die Erddruckresultierende E_n und ihre Neigung δ ermittelt werden. Die durch die Normierung

$$K_n = \frac{2 \cdot E_n}{\gamma \cdot h^2} \quad (4.22)$$

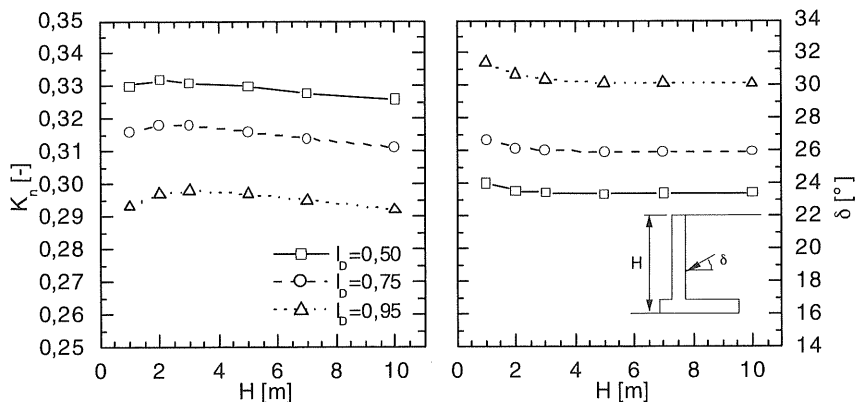


Abbildung 4.14: Normierte wandnormale Komponente und Neigung der Erddruckresultierenden

erhaltenen bezogenen Erddruckkräfte sowie die Neigung der Resultierenden jeweils in Abhängigkeit von der Gesamtwandhöhe H sind in Abb. 4.14 dargestellt. Sowohl bei der bezogenen Kraft als auch bei der Neigung ist eine geringfügige Maßstabsabhängigkeit festzustellen, die sich mit zunehmender Lagerungsdichte stärker ausprägt.

Der Rückgang der bezogenen Erddruckkraft mit der Wandhöhe resultiert aus der Abnahme der Steifigkeit der Gründungssohle mit zunehmendem Spannungsniveau und den dadurch größeren relativen Wandverschiebungen, welche weiter unten diskutiert werden. Dass auch bei sehr geringen Wandhöhen ein Rückgang zu verzeichnen ist, geht auf einen zweiten, gegenläufigen Effekt zurück. Mit abnehmendem Spannungsniveau steigt die Scherfestigkeit der Hinterfüllung, woraus geringere Erddruckkräfte resultieren. Dies stellt auch die Ursache der Veränderung des Erddruckneigungswinkels bei geringem Spannungsniveau dar.

Abb. 4.15 zeigt die bezogene Tiefenlage der Resultierenden in Abhängigkeit von der Gesamtwandhöhe. Die Resultierende liegt stets unterhalb des unteren Drittelpunkts und weist damit stets einen überproportionalen Anstieg mit der Tiefe auf. Die festzustellende geringfügige Maßstabsabhängigkeit, welche bereits bei Abb. 4.13 diskutiert wurde, prägt sich wiederum bei der dichtesten Lagerung am meisten aus.

In Abb. 4.16 sind die Verteilungen der kontaktnormalen Komponente und der Neigung des auf den Horizontalschenkel einwirkenden Auflastdrucks zu sehen. Um die unterschiedlichen Maßstäbe vergleichen zu können, wird die Koordinate x mit der inneren Schenkelbreite b_e und der Auflastdruck a_n mit dem Produkt $\gamma \cdot h$ normiert.

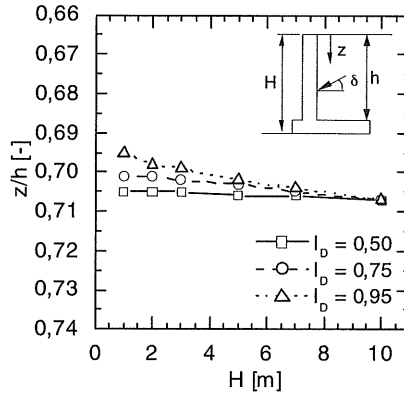


Abbildung 4.15: Bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

Die Verteilungen unterscheiden sich für verschiedene Maßstäbe nur minimal. Der Auflastdruck weist im Wandswinkel ($x = 0$) den geringsten Betrag auf, wächst in etwa linear auf einen dem natürlichen Überlagerungsdruck entsprechenden Wert von eins und steigt dann zum Schenkelende hin steil an. Die geringeren Werte als der natürliche Überlagerungsdruck in Vertikalschenkelnähe stellen eine Auswirkung des tangentialen Erddrucks dar, wie in Abschnitt 4.3.5 gezeigt wird. Am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels kommt es aufgrund der ab einer bestimmten Hinterfüllungshöhe stets auftretenden Verdrehung der Wand zur Luftseite zu einer Spannungskonzentration.

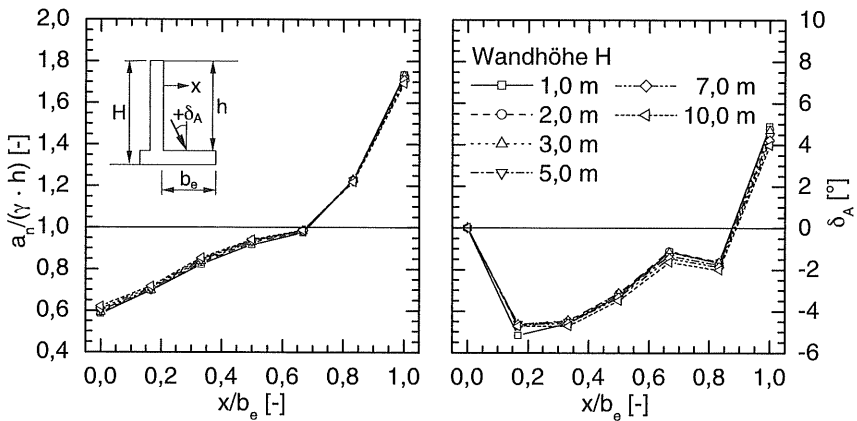


Abbildung 4.16: Kontaktnormale Komponente und Neigung des Auflastdrucks

Der Neigungswinkel des Auflastdrucks liegt – vom erdseitigen Schenkelende abgesehen – im negativen Bereich, d.h. die Hinterfüllung erfährt durch den Horizontalschenkel eine zusätzliche horizontale Stützung. Da unmittelbar am Vertikalschenkel keine Tangentialverschiebung zwischen Boden und Wand möglich ist, tritt dort keine Neigung auf. Das erdseitige Ende des Horizontalschenkels stellt bezüglich der Hinterfüllung eine Unstetigkeit dar, wodurch es zu dem Sprung und positiven Werten in der Verteilung der Auflastdruckneigung kommt.

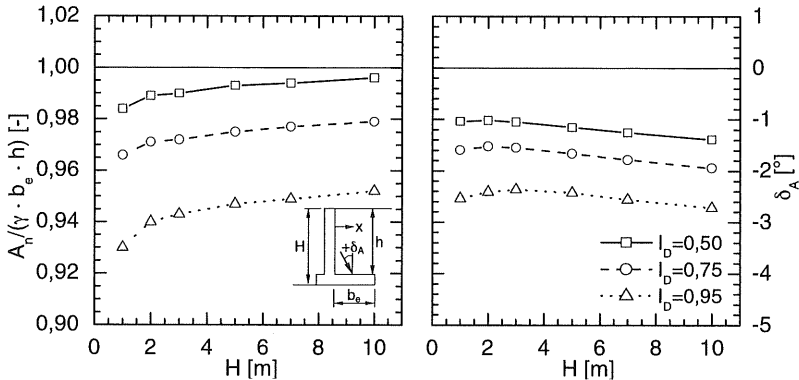


Abbildung 4.17: Normierte kontaktnormale Komponente und Neigung der Auflastdruckresultierenden

Der kontaktnormale und -tangentiale Auflastdruck wird analog zum Erddruck als Polygonzug aufgefasst, um die Auflastdruckkraft A_n und ihre Neigung δ zu bestimmen. Zwecks Vergleichbarkeit wird der Betrag der Auflastdruckresultierenden mit der Gewichtskraft der über dem Horizontalschenkel befindlichen Hinterfüllung $\gamma \cdot b_e \cdot h$ normiert. Abb. 4.17 zeigt die normierte Auflastdruckkraft und den Neigungswinkel aufgetragen über die Gesamtwandhöhe. In beiden Darstellungen sind leichte Maßstabeffekte zu erkennen. Deren Ausprägung nimmt mit steigender Lagerungsdichte zu. Die Ursache für den Zuwachs der Auflastdruckkraft bei größeren Wandhöhen liegt in der Abnahme der Steifigkeit des Bodens bei steigendem Spannungsniveau, wodurch die beiden im Rahmen des Auflastdrucks diskutierten Effekte in ihrer Wirkung abnehmen. Dies wird durch Abb. 4.18 bestätigt, wo sich für die bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden mit zunehmender Wandhöhe eine gewisse Annäherung an $x/b_e = 0,5$ ergibt.

Hinsichtlich der Neigung der Auflastdruckresultierenden ist mit steigendem Spannungsniveau ein betragsmäßiger Zuwachs zu erkennen. Dies resultiert – wie auch beim Erddruck angesprochen – aus der Zunahme der relativen horizontalen Verschiebungen.

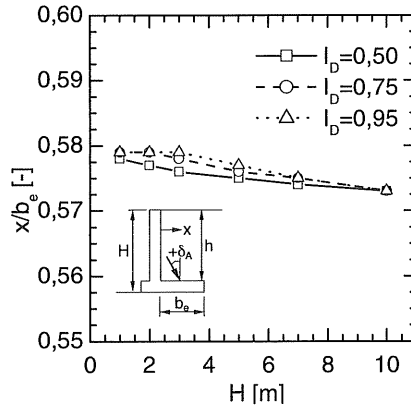


Abbildung 4.18: Bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

Die mit dem Produkt $\gamma \cdot H$ normierte Sohldruckverteilung sowie die Verteilung der Sohldruckneigung ist in Abb. 4.19 dargestellt. Die exzentrische Lage der Resultierenden führt luftseitig zu einer Spannungskonzentration, verbunden mit einem überlinearen Rückgang zum erdseitigen Ende des Horizontalschenkels hin. Lediglich am erdseitigen Ende kommt es für unterschiedliche Gesamthöhen zu differierenden Ausprägungen des Sohldrucks, deren Ursache in den maßstabsabhängigen Steifigkeitsunterschieden der Gründungssohle vermutet wird.

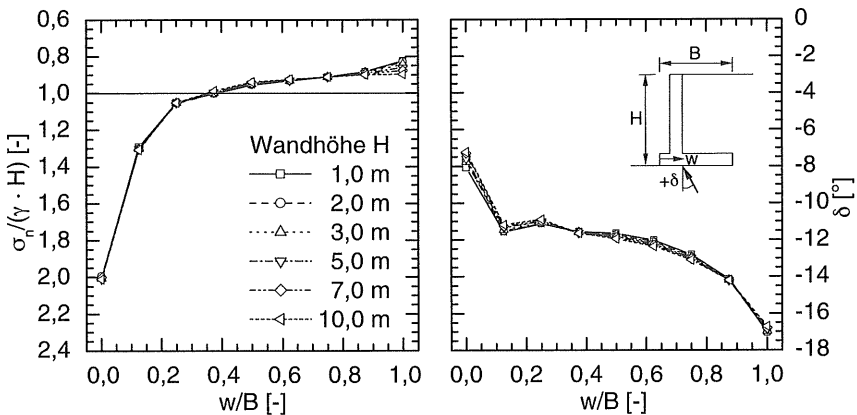


Abbildung 4.19: Kontaktnormale Komponente und Neigung des Sohldrucks

Der Betrag der Sohldruckneigung wächst zur Erdseite hin, wobei zwischen unterschiedlichen Maßstäben minimale Abweichungen zu verzeichnen sind. Analog zur Auflastdruckneigung am erdseitigen Schenkelende treten an der Luftseite gewisse Sprünge auf. Deshalb sei hier darauf hingewiesen, dass an den sich aus dem luft- und dem erdseitigen Schenkeln ergebenden Unstetigkeiten durch eine feinere Elementierung eine bessere Bestimmung lokaler Plastifizierungen oder anderer lokaler Effekte möglich wäre. Diese das Gesamtsystem nicht nennenswert beeinflussenden Effekte waren jedoch nicht Gegenstand der Betrachtung.

Da sich die Sohlspannungsergebnisse aus den bereits oben hinsichtlich ihrer Abhängigkeit vom Maßstab diskutierten Erd- und Auflastdruckresultierenden ergibt, kann an dieser Stelle auf eine weitere Erörterung verzichtet werden.

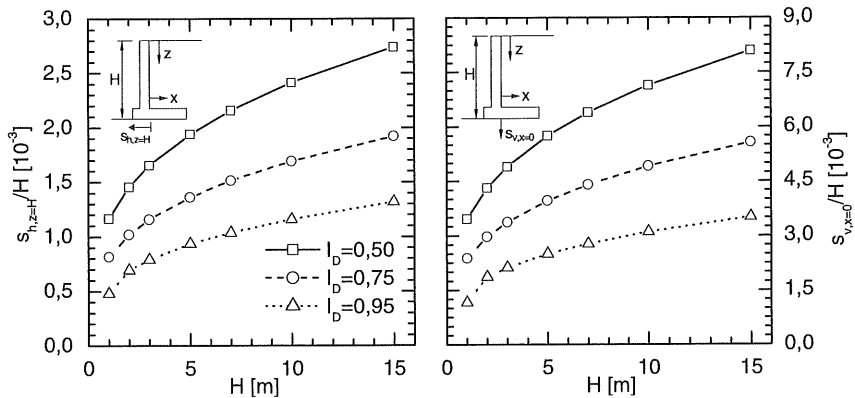


Abbildung 4.20: Bezogene Horizontal- und Vertikalverschiebung

Die jeweils auf die Gesamtwandhöhe H bezogenen horizontalen und vertikalen Verschiebungen des Wandfußes sind in Abb. 4.20 dargestellt, wobei die Beobachtung an der Stelle $x = 0$ in der Gründungssohle erfolgt. Beide Verschiebungen sind deutlich maßstabsabhängig und wachsen mit zunehmender Wandhöhe und damit zunehmendem Spannungsniveau unterlinear an.

Diese Maßstabsabhängigkeit läßt sich unter Bezug auf einen beliebigen Referenzmaßstab durch die Potenzfunktion

$$\frac{s}{s_{ref}} = \left(\frac{H}{H_{ref}} \right)^n \quad (4.23)$$

darstellen, wobei sich für beide Verschiebungsanteile und unabhängig von der Lagerungsdichte ein Exponent von 0,315 ergibt. Dies entspricht in etwa dem Wert des Stoffgesetzparameters n nach Tab. 4.1. Dieser Parameter beschreibt das Kompressionsverhalten nach

Gl. 4.5, welches für geringe Spannungen auch in Potenzform notiert werden kann, und prägt damit die Abhängigkeit der Verschiebungen vom Spannungsniveau.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass bei den ausgeführten FE-Berechnungen durch- aus Maßstabs Effekte auftraten, diese jedoch hinsichtlich der Spannungs- und der daraus abgeleiteten Kraftgrößen im für Winkelstützwände praktisch relevanten Bereich keine sig- nifikante Größenordnung erreichen. Aus diesem Grund wurden weitere Untersuchungen auf eine Wandhöhe von 5 m beschränkt und nur hinsichtlich der Verformungsgrößen als maßstabsabhängig betrachtet.

4.3.3 Variation der Baugrundeigenschaften

Zur Untersuchung des Einflusses der Baugrundeigenschaften, insbesondere des Spannungs- Verformungsverhaltens, wurden Untersuchungen mit unterschiedlicher bezogener Lage- rungsdichte des Baugrunds und mit unterschiedlichen Dicken u des kompressiblen Unter- grunds ausgeführt. Die Dicke null repräsentiert dabei den Grenzfall eines Reibkontakts zwischen Beton und einer ebenen, unnachgiebigen Gründungssohle, wobei es lediglich zu horizontalen Verschiebungen, jedoch zu keiner Verdrehung der Wand kommen kann.

An dieser Stelle werden die Ergebnisse von Berechnungen mit einer bezogenen Lage- rungsdichte der Hinterfüllung von 0,75 und einem Kontaktbeiwert Vertikalschenkel/Hin- terfüllung von null vorgestellt, die bezogene Lagerungsdichte des Baugrunds $I_{D,U}$ wurde zwischen 0,25 und 1,00 variiert.

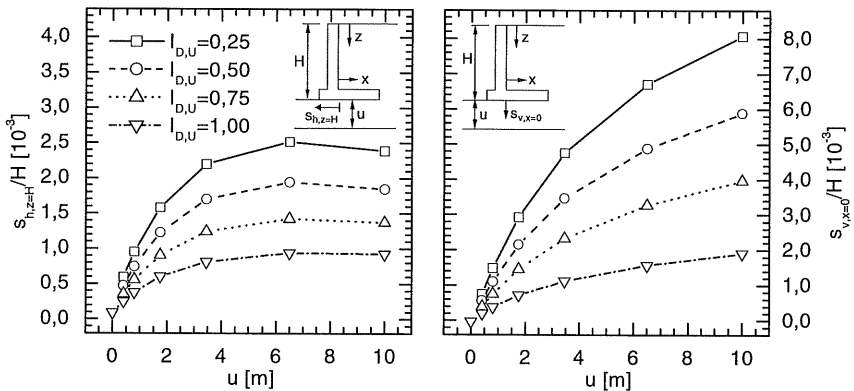


Abbildung 4.21: Bezogene Horizontal- und Vertikalverschiebung

Abb. 4.21 zeigt die auf die Gesamtwandhöhe bezogenen Horizontal- und Vertikalverschiebungen in Abhängigkeit von der Dicke der kompressiblen Schicht. Die Verschiebungen bei lockeren und mitteldichten Lagerungen weisen erwartungsgemäß größere Beträge auf als bei den dichten und sehr dichten. Die bezogenen Horizontalverschiebungen wachsen unterlinear mit der Schichtdicke und erreichen bei einer Dicke von sieben Metern einen Maximalwert. Demgegenüber tritt der unterproportionale Anstieg bei den Vertikalverschiebungen im gesamten Bereich auf.

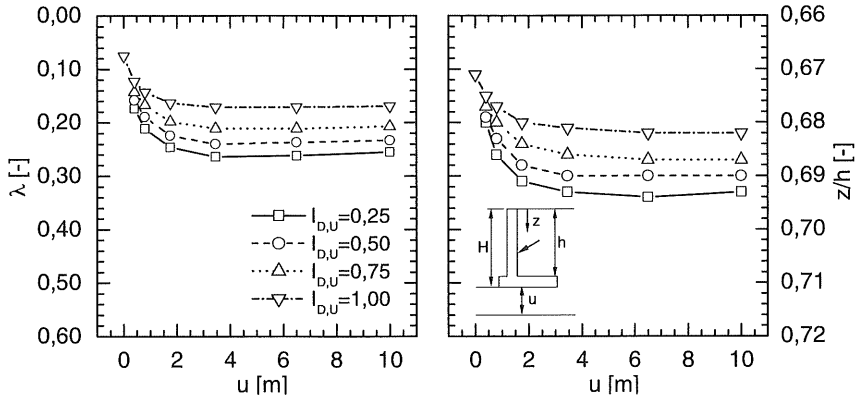


Abbildung 4.22: Normierte wandnormale Komponente und bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

Zur Darstellung der Abhängigkeit des Betrags der Erddruckresultierenden wird diese nach Gl. 4.22 normiert und durch den Mobilisierungsfaktor λ nach Gl. 3.19 zu den Beiwerten von aktivem Erddruck und Erdruchedruck, welche in Abschnitt 2.1 erläutert wurden, in Beziehung gesetzt. Ein Mobilisierungsfaktor von null entspricht dem Erdruchedruck, ein Wert von eins dem aktiven Erddruck. Die Ermittlung des aktiven Erddruckbeiwerts erfolgt dabei mit dem Reibungswinkel nach Gl. 4.6. Der Erdruchedruckbeiwert wurde mit dem hypoplastischen Stoffgesetz für jede Lagerungsdichte der Hinterfüllung separat bestimmt.

In Abb. 4.22 ist zu erkennen, dass die Erddruckkraft bei lockeren Lagerungen geringer ausfällt. Weiterhin ergibt sich eine Abnahme der Erddruckkraft mit zunehmender Schichtdicke, wobei ab einer Dicke von ca. 4 m die Erddruckkraft konstant bleibt. Dies korreliert mit den oben beschriebenen horizontalen Verschiebungen. Die Resultierende liegt stets unterhalb des unteren Wanddrittelpunkts und sinkt mit abnehmender Erddruckkraft.

Hinsichtlich des Auflastdrucks zeigt Abb. 4.23, dass ab einer Dicke der kompressiblen Schicht von 2 m die Auflastdruckkraft und deren Angriffspunkt nahezu konstant bleiben.

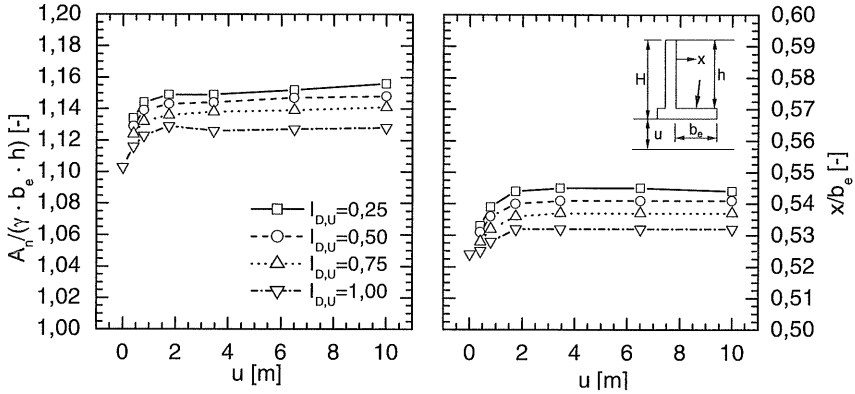


Abbildung 4.23: Normierte kontaktnormale Komponente und bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

Die bezogene Auflastdruckkraft beträgt auch bei der vorliegenden horizontalen Erddruckwirkung stets über eins, d. h. sie liegt über der Eigenlast des rechteckigen Bodenprismas $\overline{ABDE}$ nach Abb. 1. Dies geht auf die Spannungskonzentration am erdseitigen Schenkelende infolge der Verdrehung der Wand zur Luftseite sowie infolge der größeren Setzungen der Hinterfüllung hinter der Wand zurück und kommt auch in der Lage des Angriffspunkts bei $x/b_e \approx 0,54$ zum Ausdruck.

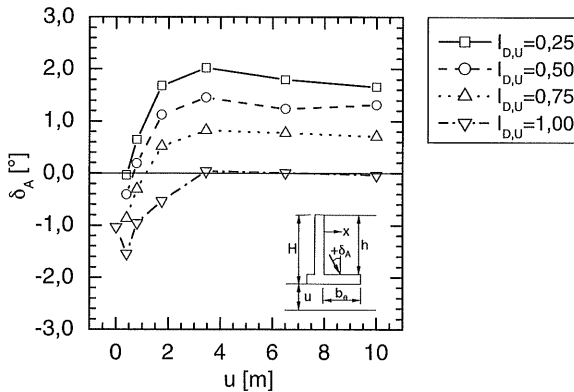


Abbildung 4.24: Neigung der Auflastdruckresultierenden

Die in Abb. 4.24 dargestellte Neigung der Auflastresultierenden bewegt sich im Bereich von -2° bis $+2^\circ$. Sie korreliert wie die Erddruckkraft mit den horizontalen Verschiebungen.

4.3.4 Variation der Lagerungsdichte der Hinterfüllung

Die Untersuchung dieses Einflusses erfolgte für eine Dicke des kompressiblen Baugrunds von 6,5 m, wobei durch die Variation der bezogenen Lagerungsdichte des Baugrunds $I_{D,U}$ unterschiedliche Nachgiebigkeiten einbezogen wurden. Da die Hinterfüllung von Stützmauern zwecks Setzungsbegrenzung und Festigkeitssteigerung i. d. R. verdichtet eingebaut wird, wurden mitteldichte bis sehr dichte Lagerungen der Hinterfüllung untersucht.

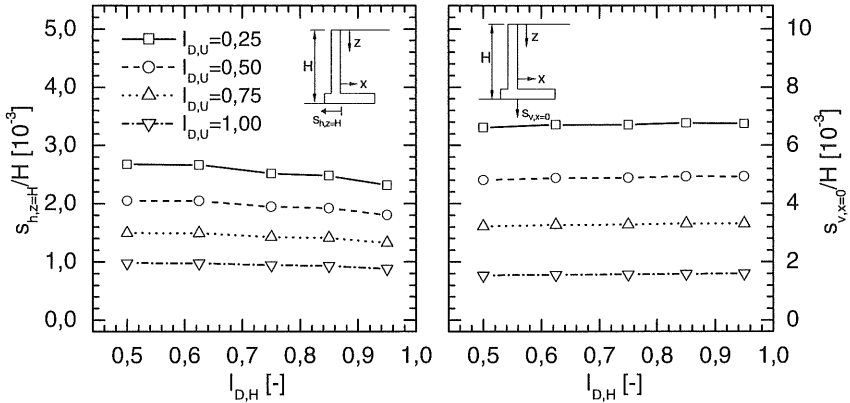


Abbildung 4.25: Bezogene Horizontal- und Vertikalverschiebung

Die auf die Gesamtwandhöhe bezogenen Horizontal- und Vertikalverschiebungen in Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte der Hinterfüllung sind in Abb. 4.25 dargestellt. Während sich die Horizontalverschiebungen infolge der Steifigkeitszunahme der Hinterfüllung mit zunehmender Lagerungsdichte minimal verringern, ergibt sich bei den Vertikalverschiebungen ein sehr geringer Anstieg. Dieser geht auf die Zunahme der Hinterfüllungswichte mit wachsender Lagerungsdichte zurück.

Die Darstellung des Betrags der Erddruckresultierenden erfolgt wie in Abschnitt 4.3.3 wieder anhand des Mobilisierungsfaktor λ . Die Abb. 4.26 zeigt, dass sich die normierte Erddruckkraft mit zunehmender Lagerungsdichte leicht dem Erdruhedruckniveau annähert, was mit den abnehmenden Horizontalverschiebungen der Wand im Zusammenhang steht. Der Angriffspunkt der Erddruckresultierenden bleibt dabei nahezu konstant.

In Abb. 4.27 sind der normierte kontaktnormale Betrag sowie die bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden dargestellt. Beide Größen ändern sich bei variierender bezogener Lagerungsdichte nur geringfügig. Demzufolge können sie bei weiteren Betrachtungen

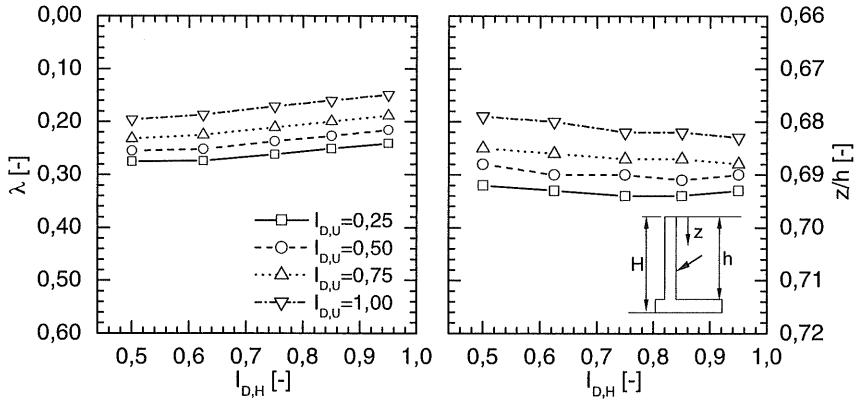


Abbildung 4.26: Normierte wandnormale Komponente und bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

als konstant angenommen werden, wobei die Mittelwerte ungefähr bei einer bezogenen Lagerungsdichte von 0,75 erreicht werden.

Hinsichtlich der Neigung der Auflastresultierenden lässt sich in Abb. 4.28 kein klarer Trend erkennen. Der Neigungswinkel verändert sich mit steigender Lagerungsdichte der Hinterfüllung nur minimal, wobei bei nachgiebigem Baugrund eine leichte Erhöhung, bei steiferem Baugrund eine leichte Verminderung stattfindet.

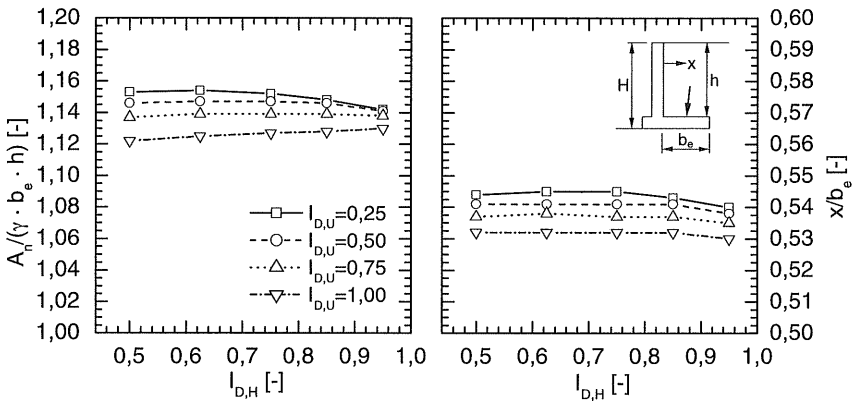


Abbildung 4.27: Normierte kontaktnormale Komponente und bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

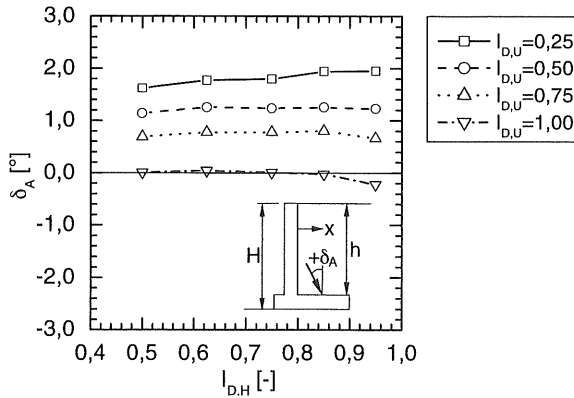


Abbildung 4.28: Neigung der Auflastdruckresultierenden

Insgesamt kann festgestellt werden, dass der Einfluss der Lagerungsdichte der Hinterfüllung auf das Verhalten der Stützwand gering ausfällt. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass Maßnahmen zur Verdichtung der Hinterfüllung, welche hier nicht untersucht werden sollen, separat zu berücksichtigende Auswirkungen wie z. B. die Ausbildung eines Verdichtungserddrucks haben können.

4.3.5 Variation des Kontaktverhaltens am Vertikalschenkel

Winkelstützwände werden teils direkt hinterfüllt, teils kommen im Kontaktbereich zur Hinterfüllung Dichtungs- und Drainschichten zum Einsatz. Aus diesem Grund erfolgte die Untersuchung unterschiedlicher Kontaktrauhigkeiten durch Variation des in Abschnitt 4.1.2 eingeführten Kontaktparameters κ zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung. Vorgestellt werden Ergebnisse von Berechnungen mit einer Dicke des kompressiblen Baugrunds von 6,5 m, einer bezogenen Lagerungsdichte des Baugrunds variierend zwischen 0,25 und 1,00 und einer bezogenen Lagerungsdichte der Hinterfüllung von 0,75.

Die in Abb. 4.29 dargestellten, auf die Gesamtwandhöhe bezogenen Horizontal- und Vertikalverschiebungen zeigen keine Abhängigkeiten von der Kontaktrauhigkeit am Vertikalschenkel. Das Gesamtsystem Baugrund–Stützwand–Hinterfüllung ist demzufolge von der Ausbildung des Erddruckneigungswinkels am Vertikalschenkel faktisch unabhängig, Auswirkungen müssen deshalb hauptsächlich auf den Hinterfüllungsbereich über dem erdseitigen Horizontalschenkel beschränkt bleiben.

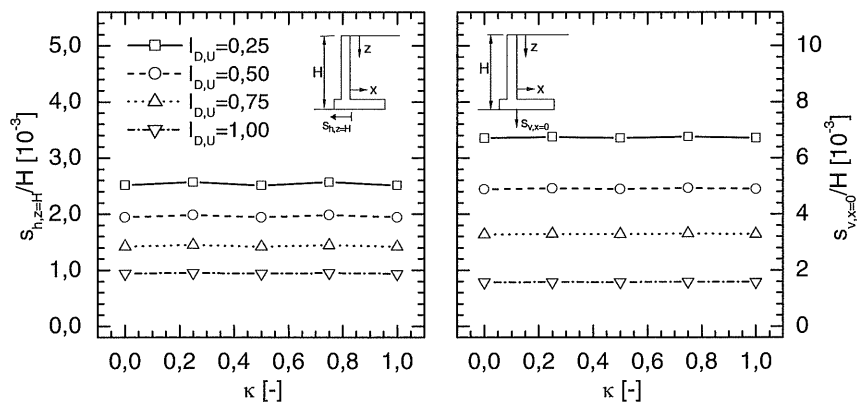


Abbildung 4.29: Bezogene Horizontal- und Vertikalverschiebung

Abb. 4.30 zeigt, dass die Neigung der Erddruckresultierenden mit zunehmender Kontaktrauhigkeit nahezu linear steigt und von den Eigenschaften des Baugrunds – wie hier dargestellt der Lagerungsdichte – unbeeinflusst bleibt. Da im unteren Bereich des Vertikalschenkels die Erddruckneigung bis auf null abnimmt (s. Abb. 4.13), bleibt die Neigung der Resultierenden bei einem Kontaktbeiwert von eins mit ca. $0,64\varphi$ unter dem Betrag des Reibungswinkels.

Zur Darstellung des Betrags des kontaktnormalen Anteils der Erddruckresultierenden findet wiederum die Normierung mit dem Mobilisierungsfaktor λ nach Gl. 3.19 Verwendung.

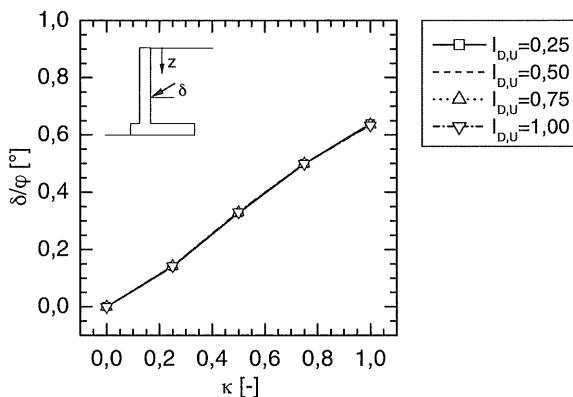


Abbildung 4.30: Bezogener Neigungswinkel der Erddruckresultierenden

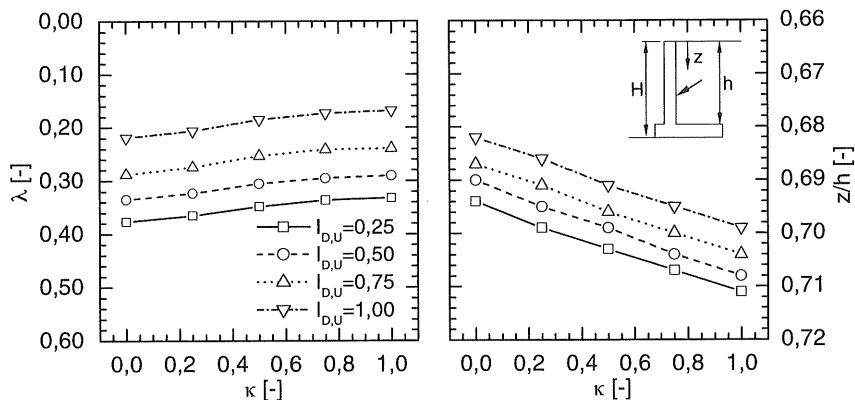


Abbildung 4.31: Normierte wandnormale Komponente und bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

Die dabei als Bezugsgrößen dienenden Beiwerte für den aktiven Erddruck bzw. den Erdruchdruck berücksichtigen die vorhandene Erddruckneigung. In Abb. 4.31 ist zu erkennen, dass sich mit steigender Kontaktrauhigkeit und damit steigendem Erddruckneigungswinkel ein leichtes Anwachsen des Mobilisierungsfaktors hin zum Erdruchdruck ($\lambda = 0$) ergibt. Es ist zu beachten, dass der aktive Erddruck bruchmechanisch hergeleitet wird, während der Erdruchdruck auf der Halbraumvorstellung und auf einer Spannungshypothese beruht. Die jeweiligen Beiwerte werden deshalb durch die Erddruckneigung recht unterschiedlich beeinflusst, was als Ursache für die leichte Abhängigkeit vom Neigungswinkel vermutet wird. Es sei hinzugefügt, dass die nicht zu den Grenzwerten in Bezug gesetzten Erddruckkräfte erwartungsgemäß mit zunehmendem Erddruckneigungswinkel abnehmen.

Die Resultierende liegt nach Abb. 4.31 mit zunehmender Kontaktrauhigkeit tiefer. Dies ergibt sich aus der oben diskutierten Abnahme der Erddruckneigung im Zwickelbereich, welche dort zu höheren Erddrücken führt. Dies wirkt sich bei höheren Erddruckneigungswinkeln stärker aus und lässt die Resultierende sinken.

Die Auswirkungen von tangentialen Erddruckspannungen am Vertikalschenkel auf den Auflastdruck können anhand der Auflastdruckverteilungen über den Horizontalschenkel, welche in Abb. 4.32 rechts dargestellt sind, gut beobachtet werden. Während der Auflastdruck bei einem Kontaktbeiwert von null, d. h. horizontaler Erddruckwirkung, im dem Vertikalschenkel nahen Bereich in etwa dem natürlichen Überlagerungsdruck entspricht, führen in diesem Bereich höhere Kontaktbeiwerte und damit größere tangentialen Erddrucke zu einer Verminderung des Auflastdrucks. Die entfallenden Auflastdruckkraft weist

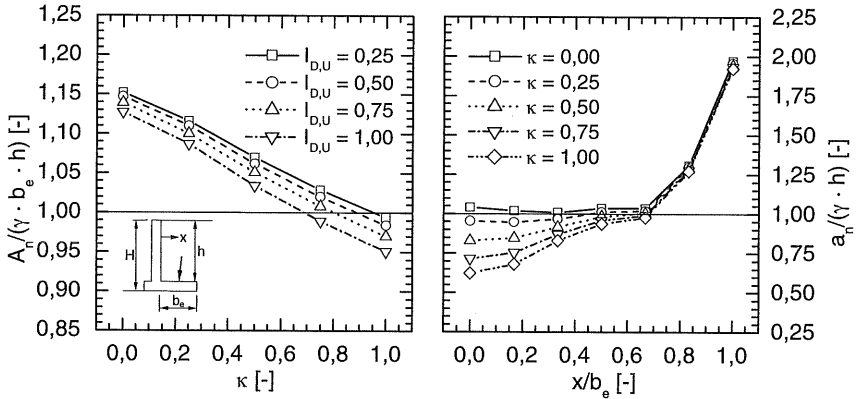


Abbildung 4.32: Normierte kontaktnormale Komponente der Auflastdruckresultierenden und Verteilung des Auflastdrucks

dabei die Größe der tangentialen Erddruckresultierende auf. Dementsprechend vermindert sich in Abb. 4.32 links der normierte kontaktnormale Betrag der Auflastdruckbeiwert mit zunehmendem Kontaktbeiwert.

Abb. 4.33 zeigt die Neigung und die bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden in Abhängigkeit vom Kontaktbeiwert. Mit zunehmender Kontaktrauhigkeit dreht sich die Wirkungsrichtung der Resultierenden mehr in Richtung Luftseite. Als Ursache wird die durch die Erddruckneigung hervorgerufene Abnahme des horizontalen Erddrucks vermutet, welche den Horizontalschenkel verstärkt an der horizontalen Stützung der Hinterfüllung mitwirken lässt. Die Auflastdruckresultierende wandert mit größerem Kontaktbeiwert nach außen, was auf den Rückgang des Auflastdrucks im Zwickelbereich zurückzuführen ist.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Auswirkungen unterschiedlicher Kontaktrauhigkeiten des Vertikalschenkels auf den Bereich der Hinterfüllung und damit auf Erddruck und Auflastdruck beschränkt bleiben.

4.3.6 Variation der Wandgeometrie

Als weiterer Parameter wurde die Geometrie der Wand, d. h. die Breiten der Horizontalschenkel mit Hilfe zweier Variationen untersucht. Zum einen erfolgte eine Variation der Breite b_e des erdseitigen Horizontalschenkels bei konstanter Breite b_l des luftseitigen Horizontalschenkels von 0,49 m, so dass sich die Basisbreite B der Wand verändert. In

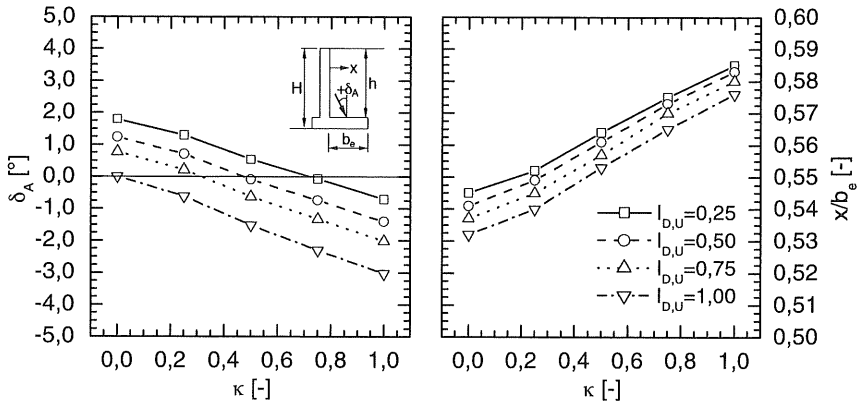


Abbildung 4.33: Neigung und bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

den folgenden Diagrammen wird dies mit ungefüllten Symbolen dargestellt. Zum anderen wird die Gesamtaufstandsweite B mit 3,2 m konstant gehalten und durch die Veränderung von b_e und b_l eine unterschiedliche Position des Vertikalschenkels auf der Gründungsplatte simuliert. Die Darstellung in den Diagrammen erfolgt mit gefüllten Symbolen. Dabei repräsentiert ein Wert b_e von 2,7 m eine L-förmige Wand, während 1,8 m einem nahezu in der Mitte der Gründungsplatte angeordnetem Vertikalschenkel entspricht.

Im Folgenden werden Ergebnisse von Berechnungen mit einer Dicke des kompressiblen Baugrunds von 10 m und einer bezogenen Lagerungsdichte der Hinterfüllung von 0,75 vorgestellt. Der Kontaktbeiwert κ beträgt null.

Die sich im hinterfüllten Zustand einstellenden horizontalen und vertikalen Verschiebungen beider Variationen sind in Abb. 4.34 über die Breite des erdseitigen Horizontalschenkels aufgetragen. Für den Fall der konstanten luftseitigen Breite ergibt sich mit zunehmender erdseitiger Schenkelbreite eine leichte Abnahme beider Verschiebungsanteile. Dies erklärt sich aus der Tatsache, dass die Verlängerung des Schenkels zu einer Vergrößerung der an der horizontalen Lastabtragung mitwirkenden Gründung und zu einer Vergleichmäßigung der Setzungen zwischen Wand und Hinterfüllung führt.

Bei konstanter Basisbreite bewirkt die Vergrößerung der Breite des erdseitigen Schenkels ein starkes Anwachsen der Verschiebungen. Eine solche Veränderung der Position des Vertikalschenkels in Richtung Luftseite verursacht eine starke Zunahme der Exzentrizität der Sohldruckresultierenden und führt zu zunehmenden luftseitigen Verdrehungen der Wand sowie zur Verkleinerung des an der Lastabtragung mitwirkenden Gründungsbereichs. Hieraus resultiert die Veränderung der horizontalen und vertikalen Verschiebungen.

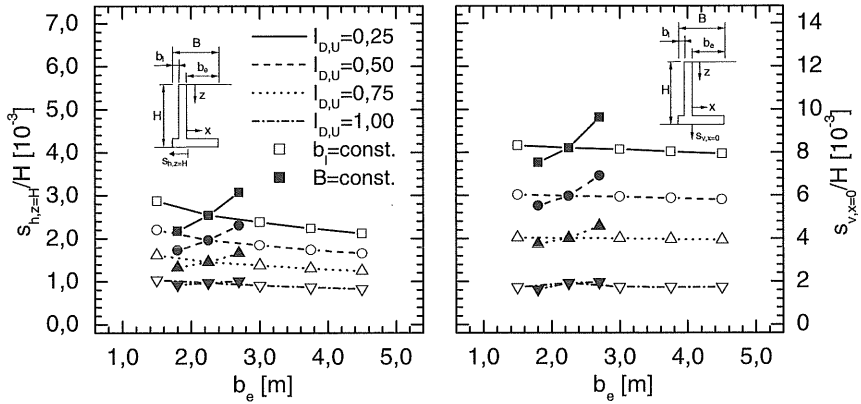


Abbildung 4.34: Bezogene Horizontal- und Vertikalverschiebung

Abb. 4.35 zeigt die wie oben nach Gl. 3.19 zu den Beiwerten des aktiven Erddrucks und des Erdruhedrucks in Bezug gesetzte normierte Erddruckkraft sowie deren bezogene Tiefenlage. Infolge der beschriebenen Abnahme der horizontalen Verschiebungen bei zunehmender Gesamtbreite der Gründung ergibt sich für die Erddruckkräfte eine deutlich zunehmende Annäherung an den Erdruhedruck ($\lambda = 0$). Parallel nähert sich die bezogene Tiefenlage dem Wert $2/3$ und damit der Erddruck der Dreieckverteilung an.

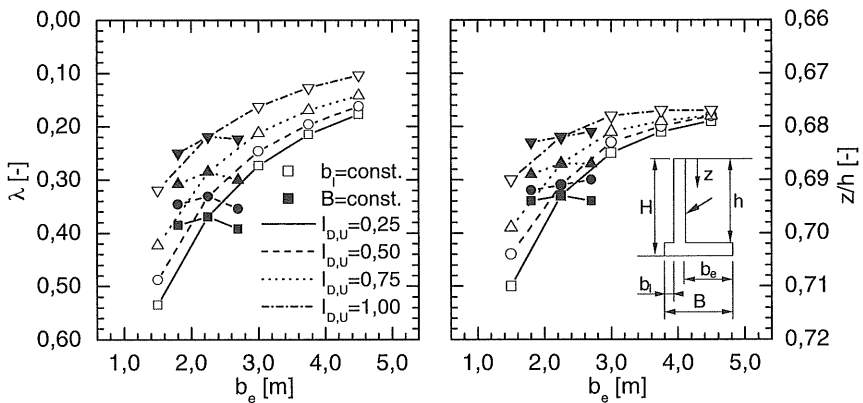


Abbildung 4.35: Normierte wandnormale Komponente und bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

Bei konstanter Basisbreite führt die Modifikation der Vertikalschenkelanordnung lediglich zu leichten Veränderungen der Erddruckresultierenden. Als Ursache dafür kommen zwei Effekte infrage. Die Verkürzung des erdseitigen Horizontalschenkels hat durch die geringe Hinterfüllungsauflast eine flachere Sohldruckresultierende und damit eine Verringerung des Gleitwiderstands in der Gründungssohle zur Folge. Bei sehr kurzem luftseitigem Horizontalschenkel treten aufgrund größerer Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden zunehmende luftseitige Verdrehungen der Wand auf. Beide Effekte wirken gegenläufig, so dass es bei der Erddruckkraft zur Ausbildung eines Maximums kommt.

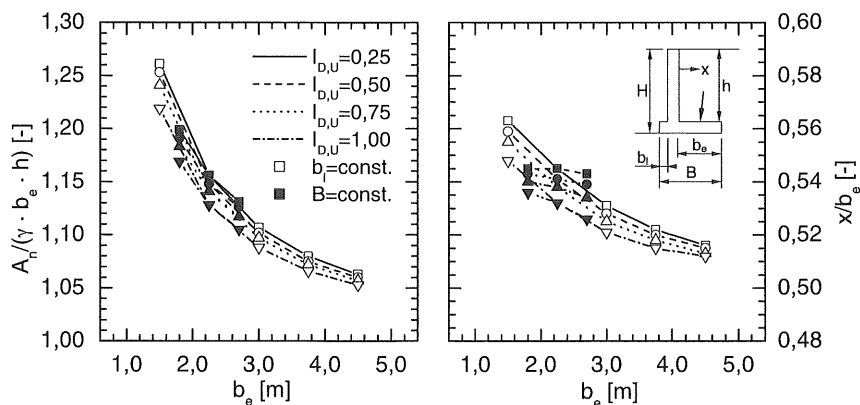


Abbildung 4.36: Normierte kontaktnormale Komponente und bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

In der Darstellung der normierten kontaktnormalen Komponente sowie der bezogenen Lage der Auflastdruckresultierenden in Abb. 4.36 ist mit zunehmender Breite des erdseitigen Horizontalschenkels eine Abnahme der normierten Auflastdruckkraft mit einer asymptotischen Annäherung an den Wert eins festzustellen. In Abschnitt 4.3.2 wurde die Ausbildung einer Lastkonzentration am Ende des Schenkels beschrieben. Diese verändert sich bei variierender Schenkelbreite nur unwesentlich, so dass sich deren Einfluss bei zunehmender Breite verringert. Dies wird auch durch die Annäherung der bezogenen Lage an den Wert 0,5 unterstrichen, welcher die gleichmäßige Verteilung über die gesamte Schenkelbreite repräsentiert.

Die Neigung der Auflastdruckresultierenden ist in Abb. 4.37 dargestellt. Bei konstanter luftseitiger Schenkelbreite ruft die Vergrößerung des erdseitigen Schenkels eine Verringerung der Neigung hervor. Dies resultiert vor allem aus dem Anstieg des absoluten Betrags der kontaktnormalen Auflastdruckkraft mit wachsender Schenkelbreite. Die Veränderung

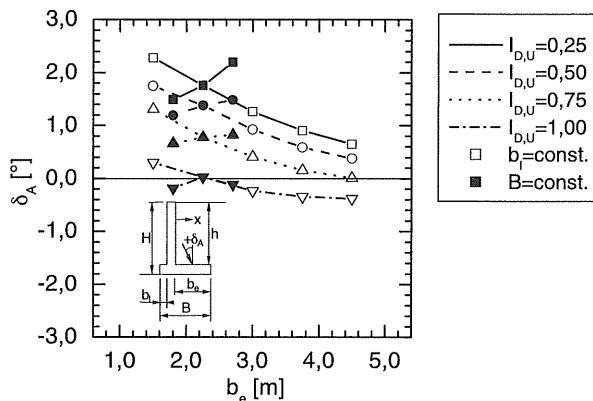


Abbildung 4.37: Neigung der Auflastdruckresultierenden

der Position des Vertikalschenkels bei konstanter Gesamtaufstandsbreite führt bei zunehmender Breite des erdseitigen Schenkels zu leichten Veränderungen der Neigung der Auflastdruckresultierenden.

4.3.7 Variation des Wandquerschnitts

Im Rahmen der Untersuchung dieses Einflussparameters wurden die Dicken der Schenkel variiert, wobei das Verhältnis zwischen den Querschnitten von Horizontal- zu Vertikalschenkel konstant blieb. Die Darstellung erfolgt anhand der Dicke des Vertikalschenkels d_{VS} . Es werden Berechnungen mit einer Dicke des kompressiblen Baugrunds von 10 m und einer bezogenen Lagerungsdichte der Hinterfüllung von 0,75 vorgestellt. Der minimal betrachtete Querschnitt von 0,35 m ergibt sich aus der konstruktiven Realisierbarkeit, der Maximalwert 0,92 m repräsentiert durch konstruktive Maßnahmen ausgesteifte Wandquerschnitte. Für den Kontakt zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung liegt ein Kontaktbeiwert von null zu Grunde.

Die Verschiebungen der Wand, gemessen am Wandfuß, stellen sich nahezu unabhängig vom Wandquerschnitt ein. Der Einfluss der Dicke der Schenkel auf das Tragverhalten des Gesamtsystems ist zu vernachlässigen. Veränderungen der Lastabtragung bleiben auf den Hinterfüllungsbereich und die angrenzenden Kontaktflächen beschränkt.

So steigt die bezogene Erddruckkraft λ mit zunehmender Schenkeldicke deutlich und unterlinear an, wobei bei den gegebenen Randbedingungen das Ruhedruckniveau $\lambda = 0$ nicht erreicht wird (s. Abb. 4.38). Verursacht wird dies durch den Steifigkeitsanstieg und

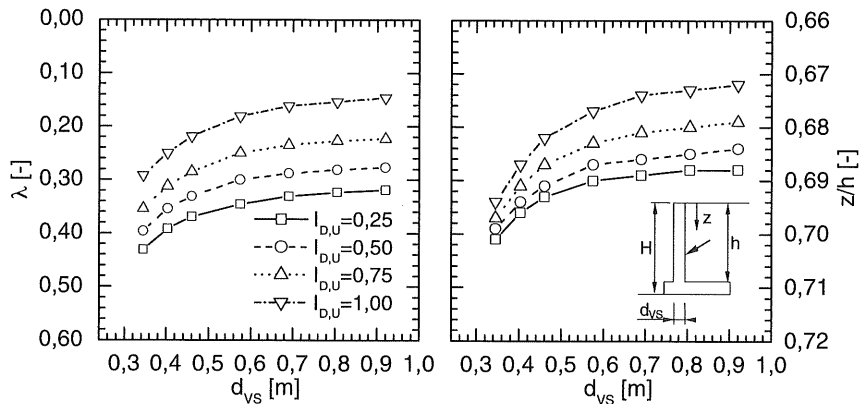


Abbildung 4.38: Normierte wandnormale Komponente und bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

die sich daraus ergebenden geringeren Biegeverformungen, welche die Wand bei größeren Schenkeldicken aufweist. Bestätigt wird dies durch die ansteigende Lage der Resultierenden, denn infolge geringerer Biegeverformungen wächst insbesondere der Erddruck im oberen Wandbereich.

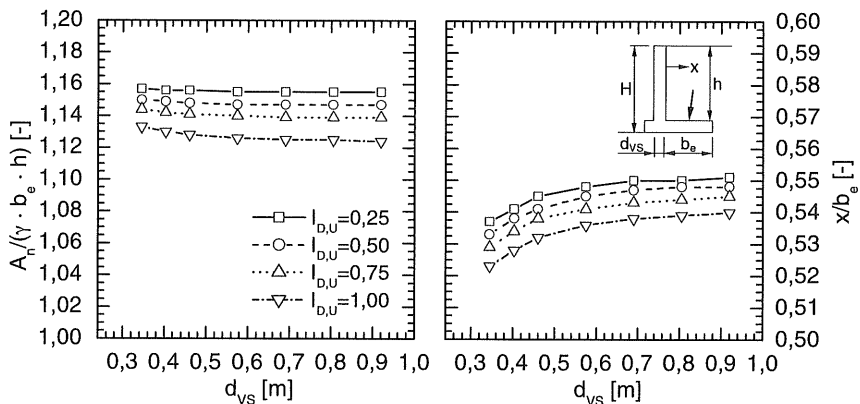


Abbildung 4.39: Normierte kontaktnormale Komponente und bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

Die in Abb. 4.39 dargestellte kontaktnormale Komponente der Auflastdruckresultierenden weist nahezu keine Abhängigkeit vom Schenkelquerschnitt aus. Es zeigt sich jedoch mit

zunehmender Querschnittsfläche eine leichte Verschiebung der Auflastdruckresultierenden zum erdseitigen Ende. Dies ist auf die zunehmende Steifigkeit des Vertikalschenkels zurückzuführen, welche dessen Biegeverformung reduziert und zu einer leichten Spannungsumlagerung zum erdseitigen Ende hin führt.

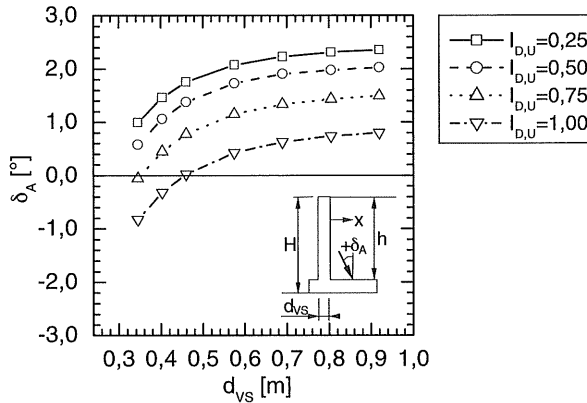


Abbildung 4.40: Neigung der Auflastdruckresultierenden

Abb. 4.40 zeigt die Neigung der Auflastdruckresultierenden. Mit wachsender Dicke der Schenkel weist die Resultierende zunehmend in Richtung Erdseite. Dies deutet darauf hin, dass sich zwischen Vertikal- und Horizontalschenkel eine gewölbeartige Tragwirkung einstellt. Die oben beschriebene Verlagerung der Auflastdruckresultierenden zur Erdseite hin unterstützt diese Vermutung.

4.3.8 Gleichmäßige Oberflächenlast

Durch Winkelstützwände gesicherte Geländesprünge werden vielfach durch Oberflächenlasten auf der Hinterfüllung beansprucht. Zur Untersuchung der Auswirkungen von Oberflächenlasten wurden deshalb Berechnungen ausgeführt, wobei von unterschiedlichen Lagerungsdichten des kompressiblen Baugrunds bei einer Dicke von 10 m sowie von einer bezogenen Lagerungsdichte der Hinterfüllung von 0,75 ausgegangen wurde. Betrachtet wird eine gleichmäßige Oberflächenlast p mit $0 < \frac{p}{\gamma \cdot H} \leq 0,5$, womit sich eine Maximallast von ca. $42,4 \text{ kN/m}^2$ ergibt, welche damit die begrenzte Ersatzflächenlast von $33,3 \text{ kN/m}^2$ für ein SLW 60 nach DIN 1072 [10] überschreitet. Es ist zu beachten, dass bei unterschiedlichen Wandhöhen das Verhältnis zwischen der i. d. R. in absoluter Größenordnung gegebenen Flächenlast und der Eigenlast der Hinterfüllung stark variiert.

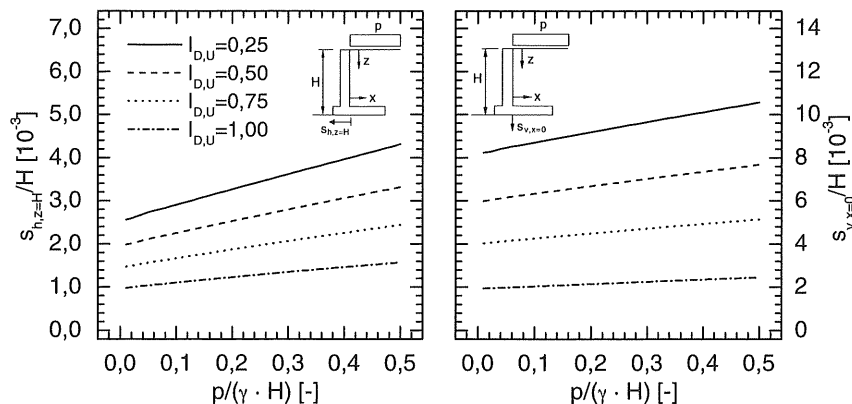


Abbildung 4.41: Bezogene Horizontal- und Vertikalverschiebung

Im Zuge der monotonen Belastung der Oberfläche ergeben sich ausgehend vom Zustand der vollständigen Hinterfüllung die in Abb. 4.41 dargestellten, auf die Gesamtwandhöhe bezogenen Horizontal- und Vertikalverschiebungen, die über die auf die Hinterfüllungslast $\gamma \cdot H$ bezogene Last abgetragen sind. Es zeigt sich ein minimal unterlinearer Anstieg beider Verschiebungsgrößen; die Stützkonstruktion befindet sich in einem Zustand in deutlicher Entfernung vom Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die eintretenden Verschiebungen resultieren aus dem zur Lastabtragung notwendigen Anstieg der Normal- und Schubspannungen im Gründungsbereich.

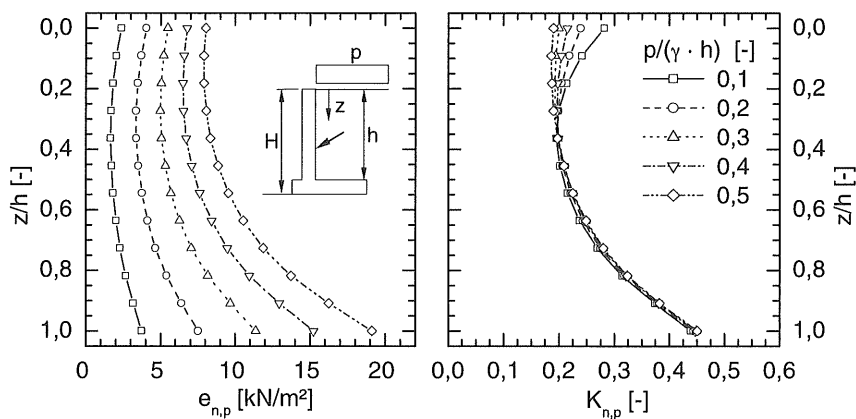


Abbildung 4.42: Wandnormale Komponente und normierte Form des Erddrucks

Zur Veranschaulichung der Wirkung von Oberflächenlasten dienen im Folgenden Verteilungen des Erd- und Auflastdrucks, welche bei einer bezogenen Lagerungsdichte des Baugrunds von 0,75 ermittelt wurden. Abb. 4.42 links zeigt den wandnormalen Erddruck infolge Oberflächenlast $e_{n,p}$ über die Wandhöhe. Dieser wird aus der Differenz zwischen dem insgesamt wirkenden Erddruck $e_{n,g+p}$ und dem Erddruck im Zustand der vollständigen Hinterfüllung $e_{n,g}$ ermittelt.

Im gesamten Lastbereich ergibt sich ein gekrümmter Verlauf mit einem Maximum am Wandfuß. In der durch

$$K_{n,p} = \frac{e_{n,p}}{p} \quad (4.24)$$

normierten Darstellung (Abb. 4.42 rechts) ist zu erkennen, dass der normierte Erddruck in den unteren beiden Wanddritteln nahezu unverändert bleibt, während sich am Wandkopf ein Rückgang einstellt. Die Ursachen für die Umlagerung des Erddrucks zum Wandfuß hin liegen vor allem in der Verdrehung der Wand in Richtung Luftseite sowie in der Nachgiebigkeit des Vertikalschenkels begründet.

Wird von einer rechteckförmigen Verteilung des Erddrucks aus unbegrenzter Oberflächenlast ausgegangen, so kann der zugehörige Erddruckbeiwert mittels

$$K_{n,p} = \frac{E_{n,p}}{p \cdot h} \quad (4.25)$$

aus der wandnormalen Erddruckresultierenden bestimmt werden. Dieser Beiwert kann in Analogie zu Gl. 3.19 durch den Mobilisierungsfaktor

$$\lambda_p = \frac{K_{0n} - K_{n,p}}{K_{0n} - K_{an}} \quad (4.26)$$

zu den Beiwerten des aktiven Erddrucks und des Erdruhedrucks in Beziehung gesetzt werden. In Abb. 4.43 sind der Mobilisierungsfaktor sowie die bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden infolge unbegrenzter Oberflächenlast dargestellt.

Mit zunehmender Oberflächenlast nimmt das Erddruckniveau leicht ab. Hervorgerufen wird dies durch den oben beschriebenen Rückgang des Erddrucks im oberen Wanddrittel. Es ergibt sich daraus ebenfalls, dass die Resultierende mit steigender Oberflächenlast nach unten wandert.

Ein Beispiel für die Entwicklung der Auflastdruckverteilung infolge gleichmäßiger Oberflächenlast ist in Abb. 4.44 dargestellt. Die Bestimmung diesen Anteils am Gesamtauflastdruck erfolgt in Analogie zum Erddruck. In den dem Vertikalschenkel nahen zwei Dritteln des erdseitigen Horizontalschenkels fällt der Auflastdruck leicht ab, um dann zum erdseitigen Ende hin stark anzuwachsen.

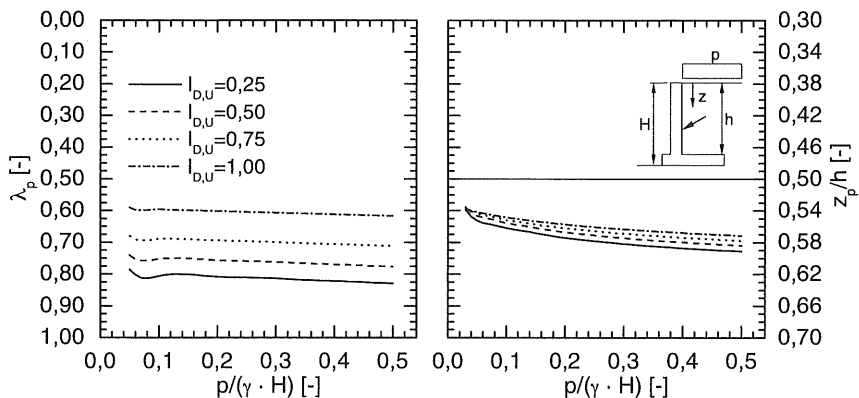


Abbildung 4.43: Normierte wandnormale Komponente und bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden

Wird der Auflastdruck mit der Oberflächenlast p normiert (s. Abb. 4.44 rechts), läßt sich eine nahezu vollständige Übereinstimmung der Verteilungen bei unterschiedlichem Lastniveau erkennen. Im inneren Schenkelbereich liegt der Auflastdruck in der Größenordnung der Oberflächenlast bzw. leicht darüber, während sich am erdseitigen Ende – wie bereits unter 4.3.2 beschrieben – eine Spannungskonzentration ergibt, die z. T. den doppelten Betrag der Oberflächenlast übersteigt.

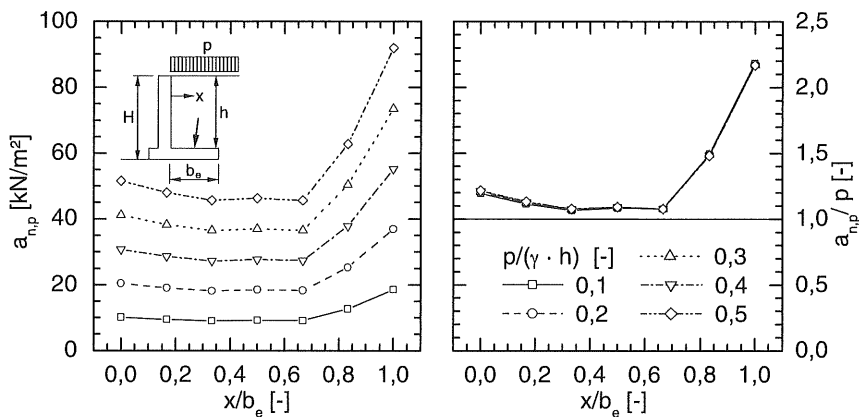


Abbildung 4.44: Kontaktnormale Komponente und normierte Form des Auflastdrucks

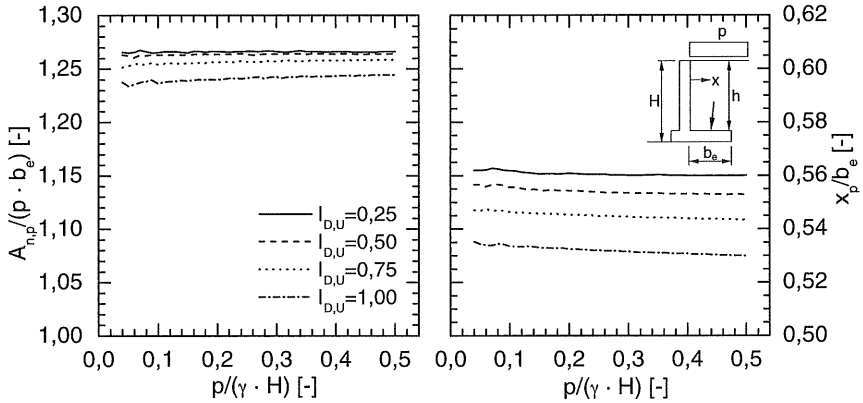


Abbildung 4.45: Normierte kontaktnormale Komponente und bezogene Lage der Auflastdruckresultierenden

Die infolge Oberflächenlast erhaltenenen und mit $p \cdot b_e$ normierten kontaktnormalen Auflastdruckkräfte sind in Abb. 4.45 links über die bezogene Oberflächenlast aufgetragen. Sie steigen mit zunehmender Oberflächenlast minimal an bzw. bleiben konstant. Die rechts daneben dargestellte Lage der Resultierenden ändert sich dabei ebenfalls nur geringfügig.

Die Wirkungsrichtung der Auflastresultierenden verändert sich nach Abb. 4.46 mit steigender Oberflächenlast wenig, wobei eine kleine Tendenz zur Abnahme der Neigung zu verzeichnen ist. Die unterschiedlich starke Ausprägung bei verschiedener Nachgiebigkeit des Baugrunds – repräsentiert durch unterschiedliche bezogene Lagerungsdichten – zeigt, dass dies auf die Wandbewegung zurückzuführen ist.

4.3.9 Zusammenfassung

Die Übertragung des räumlichen Modells auf ebene, idealisierte Verhältnisse war problemlos möglich. Die typische Ausprägung der Kontaktspannungen zwischen Boden und Winkelstützwand konnte ermittelt werden. Weiterhin konnten im Rahmen der Parameterstudien im ebenen Fall die folgenden Punkte herausgearbeitet werden:

- Das Verhalten des Systems Baugrund–Stützwand–Hinterfüllung ist grundsätzlich maßstabsabhängig. Zwischen den Größenverhältnissen bei den durchgeführten Versuchen und den praktisch relevanten sind die Maßstabseffekte bei Spannungs- und daraus abgeleiteten Kraftgrößen gering, so dass weitere Untersuchungen auf eine mittlere Wandhöhe beschränkt bleiben können.

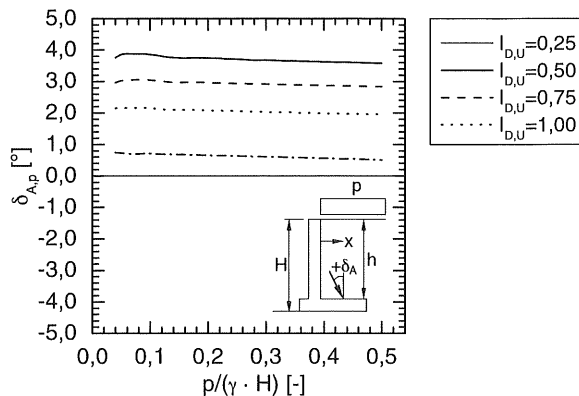


Abbildung 4.46: Neigung der Auflastdruckresultierenden

- Baugrundeigenschaften, Wandgeometrie sowie Oberflächenlasten auf der Hinterfüllung beeinflussen sowohl das Verformungsverhalten als auch die Ausbildung der Kontaktspannungen wesentlich. Sie sind bei der Formulierung von Berechnungsansätzen daher primär zu berücksichtigen.
- Das Kontaktverhalten zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung sowie der Wandquerschnitt beeinflussen die Kontakte zwischen Wand und Hinterfüllung. Auswirkungen signifikanter Größe auf die Verschiebungen des Gesamtsystems sind jedoch nicht festzustellen.
- Der Einfluss der Lagerungsdichte der Hinterfüllung kann unter Berücksichtigung des dichteabhängigen Reibungswinkels vernachlässigt werden.

Kapitel 5

Berechnungsansatz

Die Ableitung von Ansätzen sowohl für den Erd- als auch für den Auflastdruck erfolgt auf Basis der numerischen Parameterstudien. Dabei finden nur solche Angaben Eingang in die Berechnungen, die in der Praxis im Regelfall vorliegen. Es wird davon ausgegangen, dass die grundsätzliche Wandgeometrie mit den Längen der Schenkel aufgrund einer Vorbemessung des Gesamttragwerks Baugrund–Stützbauwerk–Hinterfüllung vorliegt.

5.1 Erddruck am Vertikalschenkel

5.1.1 Betrag der Erddruckresultierenden

Die Ausbildung des Erddrucks wird vor allem durch die Verformungseigenschaften des Baugrunds sowie durch die Breite der Aufstandsfläche beeinflusst. Deshalb muss das zu entwickelnde Berechnungsverfahren vorrangig diese beiden Einflüsse berücksichtigen.

Die Nachgiebigkeit des Baugrunds kann anhand des Setzungsverhaltens eingeschätzt werden. Es wird die gleichmäßige Setzung s_m benutzt, welche sich auf Basis der Halbraumtheorie für die als starres Fundament der Breite B betrachtete Stützwand nach DIN 4019 Teil 1 [11] ergibt. Als Belastung wird die Eigenlast G von Stützwand und Bodenprisma ABDE nach Abb. 5.1 in Form einer mittleren Sohlpressung

$$\sigma_m = \frac{G}{B} \quad (5.1)$$

angesetzt. Die Berechnung der Setzung kann auf Basis der Beschreibung der Zusammendrückbarkeit im gewählten Baugrundmodell erfolgen, so z. B. anhand konstanter Steifemoduln oder anhand spannungsabhängiger Steifemoduln nach OHDE.

Zur vergleichenden Setzungsberechnung für die durchgeführten ebenen FE-Berechnungen wurden die hypoplastischen Stoffparameter genutzt, indem unter Ansatz zylindrischer Kompression jeweils eine explizite Euler-Vorwärts-Integration ausgeführt wurde.

Die Betrachtungen in Abschnitt 4.3.2 zeigen, dass sich Verschiebungsgrößen wie die Setzung s_m maßstabsabhängig in der Form

$$\frac{s_m}{s_{m,ref}} = \left(\frac{H}{H_{ref}} \right)^n \quad (5.2)$$

verhalten. Dabei stellt n – analog zum Parameter w im Ansatz des Steifemoduls nach OH-DE – den Kompressionsexponenten des Baugrunds dar. H_{ref} ist eine Bezugsgröße für die Gesamtwandhöhe von einem Meter. Bei Spannungs- und daraus abgeleiteten Kraftgrößen treten nahezu keine Maßstabeffekte auf, daher besteht für die mittlere Sohlspannung der lineare Zusammenhang

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{m,ref}} = \frac{H}{H_{ref}} \quad (5.3)$$

Ausgehend von diesen Beziehungen kann ein mittlerer Bettungsmodul

$$k_m = \frac{\sigma_{m,ref}}{s_{m,ref}} = \frac{\sigma_m}{s_m} \cdot \left(\frac{H}{H_{ref}} \right)^{(n-1)} \quad (5.4)$$

als Kennwert für eine lineare Bettung nach Abb. 5.1 links definiert werden.

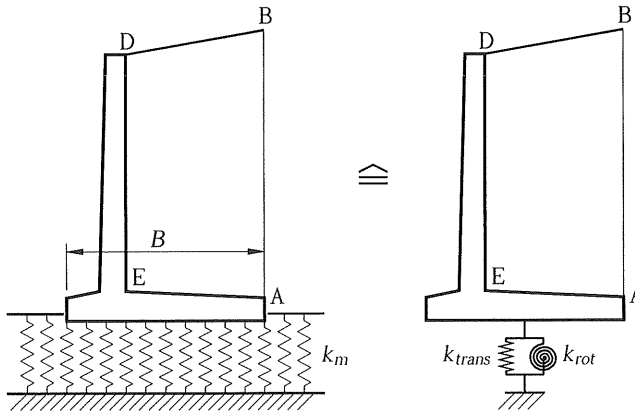


Abbildung 5.1: Bettung (links) und Feder plus Drehfeder (rechts)

Mechanisch äquivalent zur vertikalen Stützung durch eine Bettung ist die Darstellung mit gekoppelter Translations- und Rotationsfeder (Abb. 5.1 rechts). Zur Berücksichtigung der

Aufstandsbreite interessiert im Weiteren nur die Drehfeder, deren Federkonstante sich aus der Bettung und der Aufstandsbreite der Wand zu

$$k_{rot} = \frac{k_m \cdot B^3}{12} \quad (5.5)$$

ergibt. Die dimensionslose Nachgiebigkeit N der Wandgründung wird als reziproke, mit der Wichte der Hinterfüllung γ und der Wandhöhe H normierte Drehfederkonstante definiert:

$$N = \left(\frac{k_{rot}}{\gamma \cdot H^3} \right)^{-1} = \frac{12 \cdot H^3 \cdot \gamma \cdot s_m}{B^3 \cdot \sigma_m} \cdot \left(\frac{H}{H_{ref}} \right)^{(1-n)} \quad (5.6)$$

Der Zusammenhang zwischen der Nachgiebigkeit des Baugrunds und der Breite der Aufstandsfläche auf der einen und der Ausbildung der Erddruckresultierenden auf der anderen Seite kann nun durch Auftragen des analog zu Gl. 3.19 definierten Mobilisierungsfaktors λ_N gegenüber der Nachgiebigkeit der Wandgründung N dargestellt werden. Abb. 5.2 zeigt die im Rahmen des Studiums der Parameter Dicke der Unterlage, Breite des erdseitigen Horizontalschenkels und Gesamtaufstandsbreite erhaltenen Ergebnisse (s. Abschnitt 4.3).

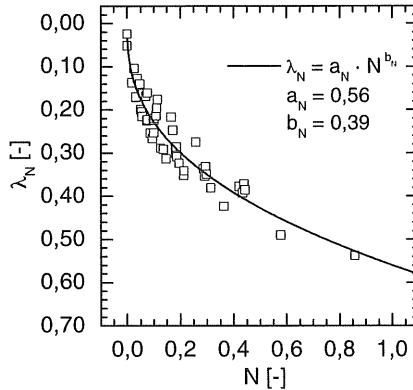


Abbildung 5.2: Mobilisierungsfaktor in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Gründung

Für sehr unnachgiebige Gründungen ($N \rightarrow 0$) geht der Mobilisierungsfaktor λ_N gegen null, d. h. der Erdruhedruck wird maßgebend. Mit zunehmender Nachgiebigkeit der Gründung wächst der Mobilisierungsfaktor, das Erddruckniveau sinkt. Dieser Zusammenhang kann mit der Potenzfunktion

$$\lambda_N = a_N \cdot N^{b_N} \quad (5.7)$$

beschrieben werden. Durch Regression ergeben sich die Parameter $a_N=0,56$ und $b_N=0,39$. Folgend wird dargestellt, wie weitere, in Abschnitt 4.3 diskutierte Einflussparameter berücksichtigt werden können.

Einfluss der Erddruckneigung

Die in Abb. 4.31 dargestellte Abhängigkeit des Mobilisierungsfaktors λ vom Kontaktbeiwert κ lässt sich näherungsweise durch Addition eines linearen Summanden

$$\Delta\lambda_\delta = c_\kappa \cdot \kappa \quad (5.8)$$

mit $c_\kappa = -0,05$ zu λ_N beschreiben. Nach Abb. 4.30 besteht zwischen dem Kontaktbeiwert und der bezogenen Erddruckneigung die Beziehung

$$\frac{\delta}{\varphi} \approx 0,64 \kappa . \quad (5.9)$$

Damit ergibt sich für den Summanden zur Berücksichtigung der Erddruckneigung die Gleichung

$$\Delta\lambda_\delta = c_\delta \cdot \frac{\delta}{\varphi} \quad (5.10)$$

mit $c_\delta = -0,08$.

Die Neigung des Erddrucks wird zunächst durch die Kontaktrauhigkeit δ_{max} begrenzt. Ob sich dieser Grenzwert einstellt, hängt von den auftretenden Relativbewegungen zwischen Wand und Hinterfüllung ab. In den Parameterstudien ergeben sich auf Basis von $\delta_{max} = \kappa \cdot \varphi$ für δ Werte von ca. $0,64 \delta_{max}$. Auf der sicheren Seite liegend wird empfohlen, für die Erddruckneigung $0,50 \delta_{max}$ anzusetzen. Geringere Neigungen bis hin zu einer horizontalen Wirkungsrichtung können jedoch frei gewählt werden.

Einfluss der Wandsteifigkeit

Der Mobilisierungsfaktor λ hängt nach Abb. 4.38 vom Wandquerschnitt ab, was auf den Einfluss der Tragwerkssteifigkeit zurückzuführen ist. Dessen Veränderung in Bezug auf den zur Herleitung von Gl. 5.6 verwendeten Vergleichsquerschnitt von $d_{VS,vgl} \sim \frac{H}{10}$ kann durch die Beziehung

$$\Delta\lambda_{EI} = c_{EI} \left[\left(\frac{d_{VS}}{d_{VS,vgl}} \right)^{-2} - 1 \right] \quad (5.11)$$

dargestellt werden, wobei sich für c_{EI} ein Betrag von 0,08 ergibt. Zur vollständigen Berücksichtigung der Steifigkeit wird von der Proportionalität $d_{VS}^2 \sim I^{\frac{2}{3}} \sim (EI)^{\frac{2}{3}}$ zwischen Wandquerschnitt, Trägheitsmoment und Steifigkeit ausgegangen. Damit ergibt sich aus Gl. 5.11

$$\Delta\lambda_{EI} = c_{EI} \left[\left(\frac{10 \cdot d_{VS}}{H} \right)^{-2} \left(\frac{E_{cm}}{E_{cm,C20/25}} \right)^{-\frac{2}{3}} - 1 \right] , \quad (5.12)$$

wobei $E_{cm,C20/25}$ und E_{cm} die Elastizitätsmoduln des Betons C20/25 (Tab. 4.3) bzw. des verwendeten Betons darstellen.

Zusammenfassung Eigenlastanteil

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Faktoren erhält man den resultierenden Mobilisierungsfaktor für den Erddruck infolge Eigenlast zu

$$\lambda_g = \lambda_N + \Delta\lambda_\delta + \Delta\lambda_{EI} , \quad (5.13)$$

wobei λ_g auf den Gültigkeitsbereich zwischen null und eins zu beschränken ist.

Gleichmäßige Oberflächenlast

Für die Erddruckresultierende infolge gleichmäßiger Oberflächenlast ergaben sich nach Abb. 4.43 deutlich geringere Mobilisierungsfaktoren λ_p als für den Eigenlastanteil. Abb. 5.3 zeigt, dass die Differenz der Mobilisierungsfaktoren λ_g und λ_p für verschiedene Nachgiebigkeiten der Gründung auch bei variierender Oberflächenlast relativ konstant ist. Damit kann für den Mobilisierungsfaktor bei gleichmäßiger Oberflächenlast

$$\lambda_p = \lambda_g + \Delta\lambda_p \quad (5.14)$$

angeschrieben werden, wobei sich für $\Delta\lambda_p$ näherungsweise ein konstanter Betrag von 0,42 ergibt. Dabei ist λ_p auf den Bereich zwischen null und eins zu beschränken.

5.1.2 Erddruckverteilung

Der Erddruck infolge Eigenlast weist in der Regel eine leicht gekrümmte, mit der Tiefe überproportional anwachsende Verteilung auf (Abb. 4.14). Dies kann durch die bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden charakterisiert werden.

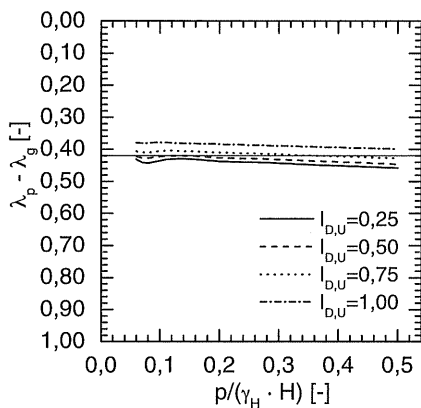


Abbildung 5.3: Mobilisierungsfaktor infolge gleichmäßiger Oberflächenlast

Abb. 5.4 zeigt den Zusammenhang zwischen der Tiefenlage und dem Mobilisierungsfaktor λ_g unter Einbeziehung der Variationen Baugrundeigenschaften, Wandgeometrie und Wandquerschnitt. Mit abnehmendem Erddruckniveau, d. h. größerem Mobilisierungsfaktor ergibt sich eine tiefer liegende Erddruckresultierende. Dies kann näherungsweise durch die Gleichung

$$\frac{z_g}{h} = \frac{2}{3} + \frac{\lambda_g}{12} \quad (5.15)$$

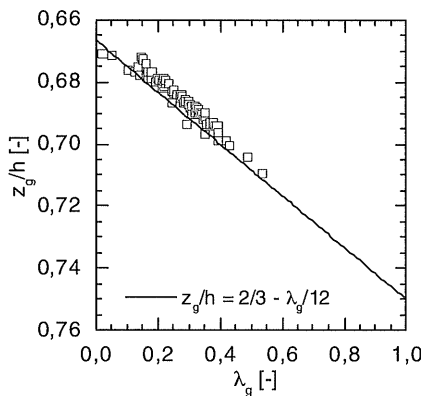


Abbildung 5.4: Bezogene Tiefenlage der Erddruckresultierenden infolge Eigenlast

beschrieben werden. Die Erddruckverteilung über die Wandhöhe lässt sich durch die exponentielle Beziehung

$$e_g(z) = a_z \cdot \gamma \cdot h \left(\frac{z_g}{h} \right)^{b_z} \quad (5.16)$$

darstellen. Die dimensionslosen Parameter a_z bzw. b_z ergeben sich in Abhängigkeit von λ_g zu

$$a_z = \frac{K_a \cdot \lambda_g + K_0 \cdot [1 - \lambda_g]}{2} \cdot \frac{\frac{z_g}{h}}{1 - \frac{z_g}{h}} \quad (5.17)$$

$$\text{und } b_z = \frac{2 \cdot \frac{z_g}{h} - 1}{1 - \frac{z_g}{h}} \quad (5.18)$$

Nach den Gleichungen 5.15 bis 5.18 erhält man für den Erdruhedruck $b_z = 1$, d. h. eine lineare Erddruckverteilung, und für den aktiven Erddruck mit $b_z = 2$ eine quadratisch mit der Tiefe anwachsende Verteilung.

Einfluss der Erddruckneigung

Die Lage der Erddruckresultierenden verändert sich nach Abb. 4.31 mit der Wandrauigkeit. Dies kann durch den linearen Term

$$\frac{\Delta z_\delta}{h} = k_\kappa \cdot \kappa \quad (5.19)$$

beschrieben werden, wobei sich für k_κ ein Wert von 0,02 ergibt. Das Einsetzen von Gl. 5.9 liefert in Abhängigkeit von der Erddruckneigung

$$\frac{\Delta z_\delta}{h} = k_\delta \cdot \frac{\delta}{\varphi} \quad (5.20)$$

k_δ beträgt dabei ca. 0,03. Somit lässt sich für die bezogene Tiefenlage an Stelle von Gl. 5.15 die erweiterte Beziehung

$$\frac{z_g}{h} = \frac{2}{3} + \frac{\lambda_g}{12} + k_\delta \cdot \frac{\delta}{\varphi} \quad (5.21)$$

anschreiben.

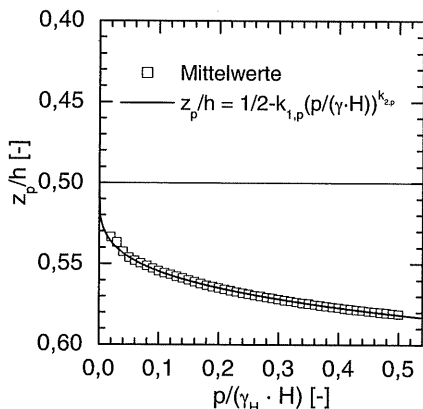


Abbildung 5.5: Bezogene Tiefenlage infolge gleichmäßiger Oberflächenlast

Gleichmäßige Oberflächenlast

Nach Abb. 4.43 sinkt die Tiefenlage der Erddruckresultierenden infolge gleichmäßiger Oberflächenlast mit zunehmender Belastung. Die Mittelwerte der ausgeführten Berechnungen sind in Abb. 5.5 dargestellt. Dieser Zusammenhang lässt sich mit

$$\frac{z_p}{h} = \frac{1}{2} + k_{1,p} \cdot \left(\frac{p}{\gamma \cdot H} \right)^{k_{2,p}} \quad (5.22)$$

beschreiben. Die dimensionslosen Parameter ergeben sich zu $k_{1,p} = 0,097$ und $k_{2,p} = 0,25$.

Ausgehend von der bezogenen Tiefenlage der Resultierenden kann die Erddruckverteilung ermittelt werden. Es wird eine lineare Verteilung mit den Ordinaten $e_{p,D}$ am Wandkopf und $e_{p,E}$ am Wandfuß nach Abb. 5.6 vorgeschlagen. Für die beiden Erddrücke erhält man die Gleichungen

$$e_{p,D} = 2 \cdot (K_a \cdot \lambda_p + K_0 \cdot [1 - \lambda_p]) \cdot p \cdot \left(2 - 3 \cdot \frac{z_p}{h} \right) \quad (5.23)$$

$$e_{p,E} = 2 \cdot (K_a \cdot \lambda_p + K_0 \cdot [1 - \lambda_p]) \cdot p \cdot \left(3 \cdot \frac{z_p}{h} - 1 \right) \quad (5.24)$$

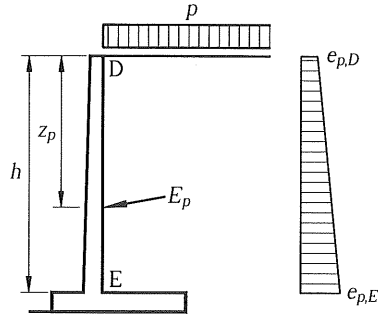


Abbildung 5.6: Erddruckverteilung infolge gleichmäßiger Oberflächenlast

5.2 Auflastdruck

5.2.1 Auflastdruckverteilung

Der Auflastdruck weist nach den Abbildungen 4.16 und 4.32 zwei charakteristische Merkmale auf. Zum einen ist dies eine Druckkonzentration am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels. Zum zweiten ergibt sich im verbleibenden Bereich eine Gleichverteilung bei reibungsfreiem Kontakt am Vertikalschenkel bzw. eine in etwa lineare Abnahme des Auflastdrucks zur Luftseite hin.

Aufgrund dessen erfolgt zunächst die Bestimmung der Auflastdruckverteilung nach Abb. 5.7, auf deren Basis im Anschluss die Auflastdruckresultierende ermittelt werden kann.

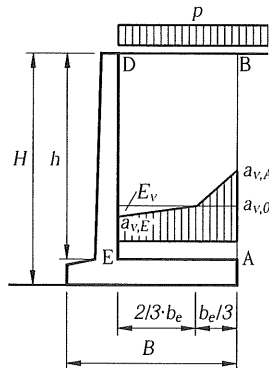


Abbildung 5.7: Auflastdruckverteilung

Eigenlast der Hinterfüllung

Der Auflastdruck $a_{gv,0}$, welcher dem natürlichen Überlagerungsdruck entspricht, ergibt sich zu

$$a_{gv,0} = \gamma \cdot h \quad . \quad (5.25)$$

Der Betrag des Auflastdrucks am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels $a_{gv,A}$ hängt vor allem von der Aufstandsbreite der Wand ab. In Abb. 5.8 ist diese Beziehung in dimensionsloser Form dargestellt. Mit der eingetragenen Regression bestimmt sich der Betrag zu

$$a_{gv,A} = \frac{\gamma \cdot h}{a_a + b_a \cdot \frac{B}{H}} \quad . \quad (5.26)$$

Die Regressionsparameter ergeben sich zu $a_a=0,22$ und $b_a=0,47$. Für extreme Geometrie-verhältnisse wird vorgeschlagen, den Auflastdruck am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels auf

$$\gamma \cdot h \leq a_{gv,A} \leq 2,5 \cdot \gamma \cdot h \quad (5.27)$$

zu begrenzen.

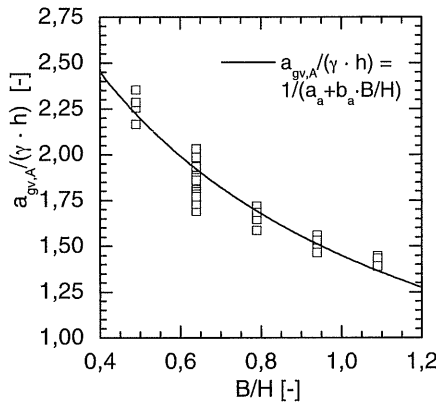


Abbildung 5.8: Bezogener Auflastdruck am erdseitigen Ende des Horizontalschenkels infolge Eigenlast

In Abschnitt 4.3.5 wurde anhand von Abb. 4.32 rechts die Abnahme des Auflastdrucks bei geneigter Erddruckresultierenden diskutiert. Mit Hilfe des Vertikalanteils der Erddruckresultierenden E_{gv} , welcher in Abb. 5.7 die Dreiecksfläche zwischen tatsächlichem

Auflastdruck und natürlichem Überlagerungsdruck bildet, lässt sich der Auflastdruck

$$a_{gv,E} = \gamma \cdot h - \frac{3 \cdot E_{gv}}{b_e} \quad (5.28)$$

bestimmen.

Gleichmäßige Oberflächenlast

Wie in Abb. 4.44 deutlich wird, kann der Auflastdruck infolge gleichmäßiger Oberflächenlast näherungsweise in Analogie zur Eigenlast der Hinterfüllung mit der Verteilung nach Abb. 5.7 beschrieben werden. An die Stelle des natürlichen Überlagerungsdrucks $\gamma \cdot h$ tritt die Oberflächenlast p . Damit erhält man für die Verteilung des Auflastdrucks die Gleichungen

$$a_{pv,0} = p \quad (5.29)$$

$$a_{pv,A} = \frac{p}{a_a + b_a \cdot \frac{B}{H}} \quad (5.30)$$

$$a_{pv,E} = p - \frac{3 \cdot E_{pv}}{b_e} . \quad (5.31)$$

5.2.2 Auflastdruckresultierende

Ausgehend von der Verteilung des Auflastdrucks ergibt sich der Betrag der Resultierenden zu:

$$A_{gv} = \frac{\gamma \cdot h \cdot b_e}{6} \cdot \left[5 + \frac{1}{a_a + b_a \cdot \frac{B}{H}} \right] - E_{gv} \quad (5.32)$$

$$\text{bzw. } A_{pv} = \frac{p \cdot b_e}{6} \cdot \left[5 + \frac{1}{a_a + b_a \cdot \frac{B}{H}} \right] - E_{pv} . \quad (5.33)$$

Abb. 5.9 zeigt die Neigung der Auflastdruckresultierenden in der Form $\tan \delta_A = A_h/A_v$ in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Unterlage. Der Tangens der Auflastdruckneigung variiert in den im Rahmen der numerischen Untersuchungen ausgeführten Berechnungen im Bereich von -0,10 bis 0,05, was Neigungen zwischen -5,5° und 2,5° entspricht.

Die geringe, maximal 10% der Vertikalkomponente betragende Horizontalkomponente des Auflastdrucks weist in Bezug auf das bemessungsrelevante Biegemoment in der Mittellinie des Horizontalschenkels einen kleinen Abstand auf. Dieser beträgt bei gebräuchlichen Dimensionen des Horizontalschenkels ca. 7–15% des Hebelarms der Vertikalkomponente. Damit ergibt sich ein Biegemoment infolge des Horizontalanteils von maximal 1,5% dessen,

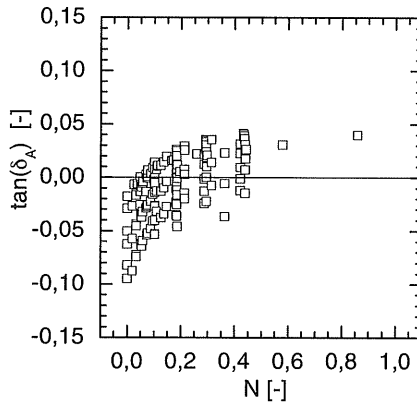


Abbildung 5.9: Neigung der Auflastdruckresultierenden infolge Eigenlast

was infolge des Vertikalanteils entsteht. Die Neigung der Auflastdruckresultierenden wird folglich vernachlässigt, d. h. es wird von einer rein vertikalen Wirkung des Auflastdrucks ausgegangen.

5.3 Weitere Kontaktspannungen

Zur vollständigen Bestimmung der Schnittgrößen müssen die Einwirkungen aller Kontaktflächen bekannt sein. Daher sind Annahmen für den Erddruck auf das senkrechte Ende des erdseitigen Horizontalalschenkels sowie für die Sohldruckverteilung erforderlich.

Im Bereich des erdseitigen Endes des Horizontalalschenkels treten, wie anhand von Abb. 4.2 diskutiert wurde, in der Hinterfüllung starke horizontale Dehnungen auf. Infolge des sich dadurch einstellenden aktiven Zustands erscheint es angemessen, in dieser Kontaktfläche den aktiven Erddruck anzusetzen. Da sich die Wand am Ende des Hinterfüllungsvorgangs stets luftseitig dreht, kann man von einer Neigung des Erddrucks in der Größe der Kontaktrauhigkeit ausgehen.

Die Sohldruckresultierende kann aus dem Eigengewicht der Wand sowie den einwirkenden Erd- und Auflastdruckresultierenden nach Betrag, Lage und Richtung berechnet werden. Die Ausbildung der Sohlspannungsverteilung ist das Ergebnis der Interaktion der Horizontalschenkel mit ihren Steifigkeiten sowie des Baugrunds mit seinem Verformungsverhalten. Eine genauere Untersuchung dieser Interaktion war nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Es wird deshalb empfohlen, entsprechend DIN 1054 [9] für die als Streifengründung

aufgefassten Horizontalschenkel eine geradlinige Sohlspannungsverteilung anzunehmen. Die im Rahmen der Untersuchungen zum charakteristischen Verhalten von Winkelstützwänden erhaltene Verteilung nach Abb. 4.19 links ähnelt bis auf eine luftseitige Spannungsspitze dieser Empfehlung.

Hinsichtlich des Tangentialanteils der Sohlspannungen erscheint die Annahme sinnvoll, dass die Sohlspannungen die gleiche Neigung wie die Sohlspannungsergebende aufweisen. Damit ergibt sich für den tangentialen Anteil der Sohlspannungen die gleiche Verteilung wie für den sohnnormalen Anteil. Aufgrund des geringen Hebelarms bezüglich der Mittellinie der Horizontalschenkel ergeben sich für die Schnittgrößen gegenüber einer Verteilung nach Abb. 4.19 rechts nur geringe Abweichungen.

5.4 Vergleich mit anderen Ansätzen

Anhand einer vorgegebenen Wandgeometrie wird der eigene Berechnungsansatz für Erd- und Auflastdruck mit einigen der in Kapitel 2 vorgestellten Berechnungsansätze verglichen. Es wird von einer Gesamtwandhöhe von fünf Metern, einer Gesamtaufstandsbreite von 3,5 m und einer Breite des erdseitigen Horizontalschenkels von 2,5 m ausgegangen. Die Dicke aller Schenkel beträgt 0,5 m. Baugrund und Hinterfüllung weisen eine Wichte von 18 kN/m^3 auf. Der Baugrund wird weiterhin durch die Steifigkeitsparameter nach OHDE von $v = 100$ und $w = 0,7$ gekennzeichnet.

Dargestellt werden für die Anschnitte I-I des Vertikalschenkels und II-II des erdseitigen Horizontalschenkels jeweils die für die Bemessung relevanten Biegemomente in Schenkelachse. Weiterhin wird in die Vergleiche die Querkraft Q_I am Anschnitt des Vertikalschenkels einbezogen, welche dem Horizontalanteil der auf den Vertikalschenkel einwirkenden Erddruckkraft entspricht. Es erfolgt für den Eigenlastfall die Variation des Reibungswinkels der Hinterfüllung, des Kontaktreibungswinkels zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung sowie der Baugrundeigenschaften. Weiterhin wird eine gleichmäßige Oberflächenlast betrachtet.

5.4.1 Variation des Reibungswinkels

Ausgehend von einer Mächtigkeit der setzungsrelevanten Schicht von fünf Metern und einer glatten Kontaktausbildung am Vertikalschenkel ($\delta_{max} = 0$) wird der Einfluss des Reibungswinkels der Hinterfüllung untersucht.

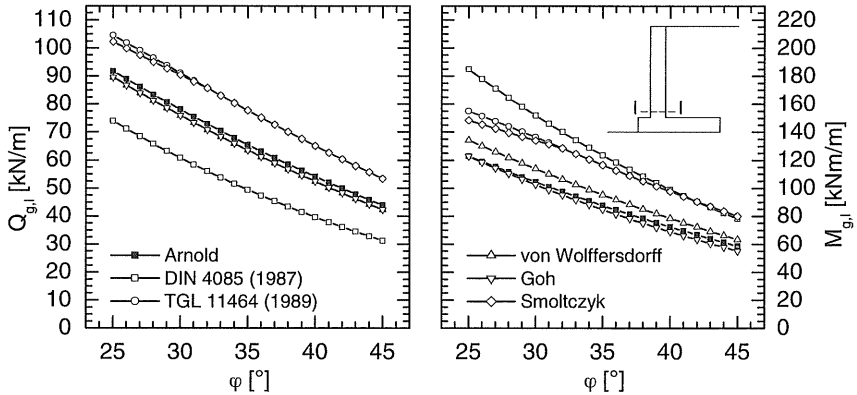


Abbildung 5.10: Querkraft und Biegemoment am Vertikalschenkelanschnitt in Abhängigkeit vom Reibungswinkel

Die mit den verschiedenen Ansätzen erhaltenen Querkräfte am Vertikalschenkelanschnitt bewegen sich zwischen dem aktiven Erddruck nach DIN 4085 und dem Erdruchedruck in den Ansätzen nach TGL 11464 bzw. SMOLTZYK. Die sich mit dem eigenen Verfahren ergebende Querkraft liegt unabhängig vom Reibungswinkel und entsprechend der Nachgiebigkeit der Gründung zwischen diesen beiden Werten.

Für das Biegemoment am Vertikalschenkel ergeben sich bei DIN 4085 bedingt durch den modifizierten Hebelarm die größten Beträge. Diese entsprechen ab einem Reibungswinkel von ca. 40° dem, was nach TGL 11464 bzw. SMOLTZYK infolge Erdruchedruck erhalten wird. Der Knickpunkt in den letzteren beiden Ansätzen markiert den Reibungswinkel, an dem die erste Gleitfläche nicht mehr den Vertikalschenkel schneidet. Der Ansatz von GOH und der eigene Ansatz berücksichtigen eine endliche Steifigkeit der Schenkel und damit eine Erddruckumlagerung in den unteren Wandbereich. Dementsprechend liefern sie die geringsten Biegemomente. Die nach VON WOLFFERSDORFF erhaltenen Ergebnisse liegen 8–10% über den eigenen.

Das in Abb. 5.11 dargestellte Biegemoment am Anschnitt des erdseitigen Horizontalschenkels weist eine hohe Abhängigkeit vom Biegemoment am Vertikalschenkel auf. Hinsichtlich des Auflastdrucks treffen die Vergleichsansätze bis auf SMOLTZYK keine Aussagen. Deshalb wird für sie – wie bemessungspraktisch üblich – der natürliche Überlagerungsdruck angenommen. Aufgrund dieser Tatsache sind sich die Graphen der Biegemomente an Vertikal- und Horizontalschenkel ähnlich. Sowohl beim Ansatz des Auflastdrucks nach SMOLTZYK als auch beim eigenen Ansatz greift die Auflastdruckresultierende weiter erd-

seitig an. Dadurch vergrößert sich das Biegemoment bei diesen beiden Ansätzen leicht. Mit dem eigenen Ansatz werden Ergebnisse erhalten, die bei niedrigem Reibungswinkel etwas unterhalb und bei hohem Reibungswinkel in der Größe derer nach VON WOLFFERSDORFF liegen.

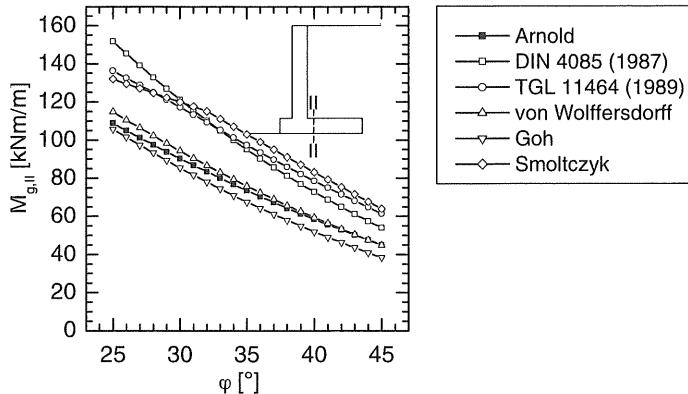


Abbildung 5.11: Biegemoment am Anschnitt des erdseitigen Horizontalschenkels in Abhängigkeit vom Reibungswinkel

5.4.2 Variation des Kontaktreibungswinkels

Die Darstellung der Variation des Kontaktreibungswinkels am Vertikalschenkel erfolgt in den theoretischen Grenzen von null und vollem Reibungswinkel der Hinterfüllung von 35° . Die Mächtigkeit der setzungsrelevanten Schicht beträgt fünf Meter.

Die Vergleichsansätze berücksichtigen bis auf GOH den Kontaktreibungswinkel nicht bzw. nur für den aktiven Erddruck (SMOLTCHYK). Daher liefern sie im vorliegenden Fall – die 1. Gleitfläche schneidet den Vertikalschenkel nicht – konstante Werte bei den am Vertikalschenkelanschnitt betrachteten Schnittkräften (Abb. 5.12). Das eigene Verfahren berücksichtigt den Kontaktreibungswinkel, sodass sich mit steigender Kontaktreibung eine Abnahme der Erddruck- und damit der Querkraft ergibt.

Das Biegemoment am Vertikalschenkelanschnitt wird in der Mittelachse des Vertikalschenkels bestimmt. Der Tangentialanteil der Erddruckkraft vermindert es daher, was z. B. bei den Ergebnissen nach SMOLTCHYK zum Ausdruck kommt. Im eigenen Ansatz

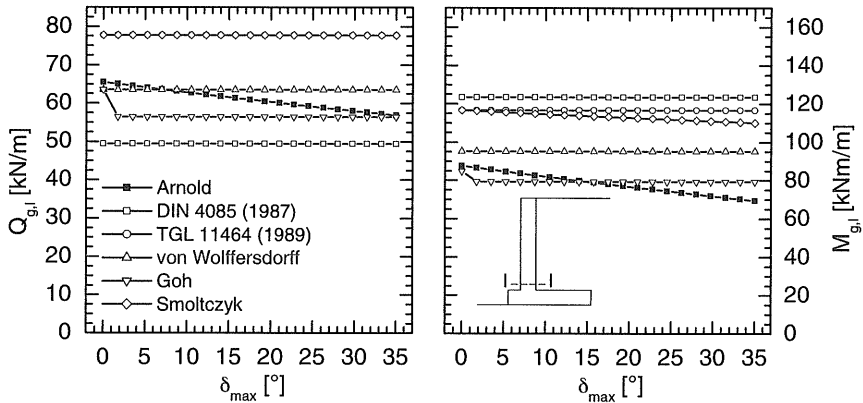


Abbildung 5.12: *Querkraft und Biegemoment am Vertikalschenkelanschnitt in Abhängigkeit vom Wandreibungswinkel*

kommt zusätzlich die Veränderung der Tiefenlage der Erddruckresultierenden zum Tragen, sodass mit der Erhöhung der Kontaktreibung eine deutliche Verminderung des Biegemoments einhergeht. Dadurch ergeben sich Werte, welche 8–27% unter denen nach VON WOLFFERSDORFF und ab einem Kontaktreibungswinkel von ca. $\frac{2}{3}\varphi$ sogar noch unterhalb derer nach GOH liegen.

Für das Biegemoment am Horizontalschenkelanschnitt nach Abb. 5.13 ist wiederum die Affinität zu dem Biegemoment am Vertikalschenkel festzustellen. Die Ursachen dafür wurden oben diskutiert. Die Ergebnisse des eigenen Ansatzes bewegen sich im Bereich der Bemessungsvorschläge nach VON WOLFFERSDORFF und GOH.

5.4.3 Variation der Baugrundeigenschaften

Der Erddruckzustand hinter der Wand und damit auch die Schnittkräfte werden maßgeblich von der Nachgiebigkeit der Gründung und somit auch von den Eigenschaften des Baugrunds geprägt. Zur Darstellung des Einflusses der Baugrundeigenschaften wird die Dicke der kompressiblen Schicht variiert. Der Reibungswinkel der Hinterfüllung beträgt 35° , der Kontaktreibungswinkel wird zu null vorgegeben.

Die mit den verschiedenen Ansätzen erhaltenen Querkräfte am Vertikalschenkelanschnitt variieren zwischen der aktiven Erddruckkraft nach DIN 4085 für nachgiebig gegründete Wände und der Erdruhedruckkraft nach TGL 11464 bzw. SMOLTZYK (s. Abb. 5.14). Außer in DIN 4085 finden die Eigenschaften des Baugrundes in keinem der Vergleichsansätze

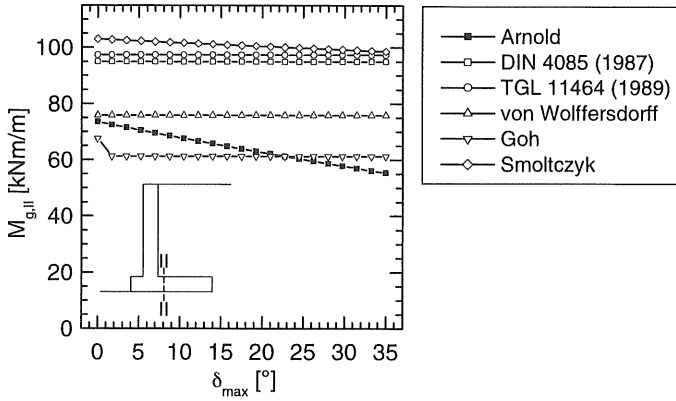


Abbildung 5.13: Biegemoment am Anschnitt des erdseitigen Horizontalschenkels in Abhängigkeit vom Wandreibungswinkel

Berücksichtigung. Beim eigenen Ansatz sinkt die Querkraft ausgehend vom Erdruchdruck bei unnachgiebiger Gründung ($u = 0$) mit zunehmender Dicke der kompressiblen Schicht.

Bei der Setzungsrechnung wird in einer Tiefe von ca. 7 m die Grenztiefe erreicht. Dadurch ändert sich die Nachgiebigkeit des Baugrunds nicht mehr und es stellt sich ein konstantes Erddruckniveau ein, welches in etwa bei dem nach VON WOLFFERSDORFF und GOH erhaltenen Mittelwert aus aktivem Erddruck und Erdruchdruck liegt.

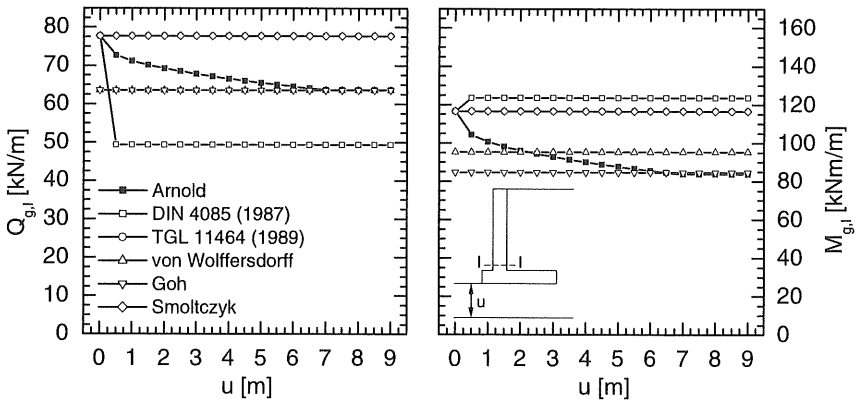


Abbildung 5.14: Querkraft und Biegemoment am Vertikalschenkelanschnitt in Abhängigkeit von der kompressiblen Schichtdicke

Analog zur Querkraft fällt beim eigenen Ansatz das Biegemoment am unteren Ende des Vertikalschenkels mit zunehmender kompressibler Schichtdicke ab und verbleibt ab Erreichen der Grenztiefe auf einem Wert, welcher in der Größe dem Ansatz nach GOH nahe kommt. Zu den Werten nach VON WOLFFERSDORFF ergeben sich Abweichungen von +22% bis -22%. Bemerkenswert ist, dass das Biegemoment nach DIN 4085 für nachgiebige Gründungen größer erhalten wird als für unnachgiebige.

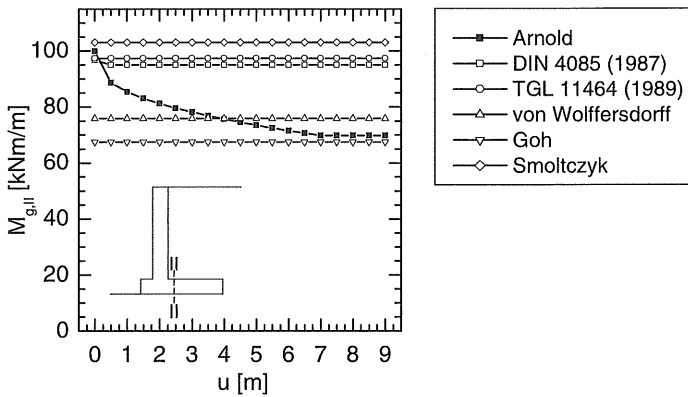


Abbildung 5.15: Biegemoment am Anschnitt des erdseitigen Horizontalschenkels in Abhängigkeit von der kompressiblen Schichtdicke

Für das Biegemoment am Anschnitt des erdseitigen Horizontalschenkels nach Abb. 5.15 ergeben sich aufgrund der oben geschilderten Abhängigkeit ähnliche Verhältnisse wie am Vertikalschenkel. Der eigene Ansatz zeigt mit zunehmender Dicke der kompressiblen Schicht einen Rückgang des Biegemoments bis auf Werte, die sich mit dem Ansatz nach GOH ergeben.

5.4.4 Oberflächenlast

Zum Vergleich der Schnittgrößen infolge gleichmäßiger Oberflächenlast wird von einer Mächtigkeit der setzungsrelevanten Schicht von fünf Metern, einem Reibungswinkel der Hinterfüllung von 35° und einer glatten Kontaktausbildung am Vertikalschenkel ausgegangen. Die Darstellung erfolgt für eine Oberflächenlast bis $0,5 \cdot \gamma \cdot H$.

Bei den Vergleichsansätzen von GOH und von SMOLTZYK, die keine Aussagen zur Ausbildung des Erddrucks infolge gleichmäßiger Oberflächenlast enthalten, wird die Verteilung

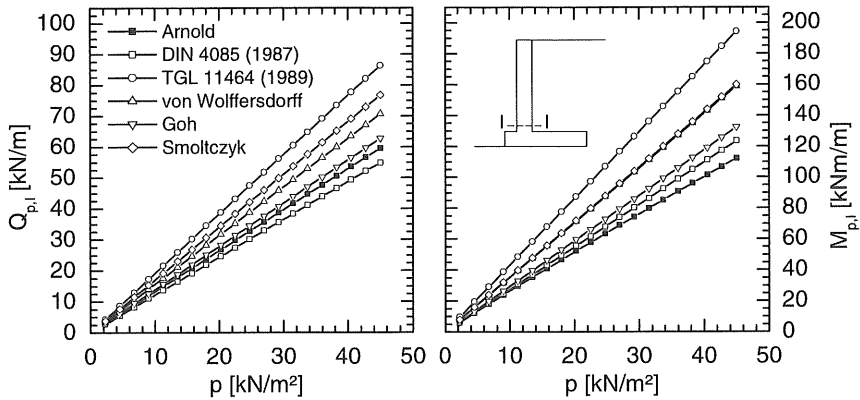


Abbildung 5.16: *Querkraft und Biegemoment am Vertikalschenkelanschnitt in Abhängigkeit von der Oberflächenlast*

infolge Eigenlast sinngemäß übertragen. Dazu wird an jedem Ort des Vertikalschenkels der im Eigenlastfall angegebene Erddruckbeiwert berücksichtigt.

Die Bandbreite der mit den Vergleichsverfahren ermittelten Querkräfte reicht wiederum von der aktiven Erddruckkraft nach DIN 4085 bis zur Erdruhedruckkraft nach TGL 11464 (s. Abb. 5.16). Der eigene Ansatz liefert Ergebnisse, die etwas über der aktiven Erddruckkraft und damit in der Größe der nach GOH erhaltenen Kräfte liegen. Die Relation zu den Vergleichswerten bleibt dabei konstant.

Die Ansätze nach DIN 4085, TGL 11464 und VON WOLFFERSDORFF gehen von einer gleichmäßigen Verteilung des Erddrucks am Vertikalschenkel und damit von einem Angriffspunkt der Resultierenden in halber Höhe des Vertikalschenkels aus. Das eigene Verfahren hingegen berücksichtigt bei wachsender Oberflächenlast eine Erddruckumlagerung in Richtung Wandfuß und damit eine zunehmend tiefer liegende Erddruckresultierende. Dies hat zur Folge, dass sich mit dem eigenen Ansatz insbesondere bei höheren Oberflächenlasten die geringsten Biegemomente ergeben.

5.4.5 Bewertung und Bemerkungen

Mit dem eigenen Berechnungsansatz erhält man infolge der Eigenlast der Hinterfüllung Schnittkräfte, die zum größten Teil im Rahmen derer anderer Berechnungsverfahren liegen. Lediglich bei sehr großen Kontaktreibungswinkeln, welche bei Winkelstützwänden

aufgrund der Herstellung in Schalung i. d. R. nicht auftreten, wird dieser Bereich verlassen. Da der eigene Ansatz die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen wiedergibt, wird er zur Bewertung der anderen Berechnungsansätze herangezogen.

Der Ansatz der DIN4085 liefert die geringsten Querkkräfte sowie die größten Biegemomente am Anschnitt des Vertikalschenkels. Aufgrund der sehr unrealistischen Annahme für die Lage der Resultierenden ergeben sich damit die größten Abweichungen von den eigenen Ergebnissen. In den Verfahren nach TGL11464 sowie nach SMOLTczyk kommt meist ein Erddruck in der Größe des Erdruhedrucks oder geringfügig darunter zum Tragen. Damit werden die Schnittgrößen in den Wandschenkeln in der Regel deutlich überschätzt.

Bei glatter Oberfläche des Vertikalschenkels ($\delta_{max} = 0$) und horizontalem Gelände ($\beta = 0$) ergeben die Ansätze von GOH und von VON WOLFFERSDORFF die gleichen Erddruck- bzw. Querkkräfte und kommen den eigenen Ergebnissen damit am nächsten. Bei rauher Oberfläche liefert GOH geringere Querkkräfte. Am Vertikalschenkelanschnitt erhält man aufgrund der unterschiedlichen Erddruckverteilungen mit dem Ansatz nach GOH stets geringere Biegemomente als nach VON WOLFFERSDORFF. Im Vergleich mit den eigenen Ergebnissen ist festzustellen, dass das Biegemoment durch GOH tendenziell unter- und durch VON WOLFFERSDORFF tendenziell überschätzt wird.

Der in die Berechnungen eingehende Erddruckneigungswinkel weist einen großen Einfluss auf die maßgebenden Schnittgrößen auf. Die eigenen Ansätze ermöglichen es, ihn unter Beachtung der Hinweise, die beim Einfluss der Erddruckneigung in Abschnitt 5.1.1 gegeben werden, dem vorhandenen Kontaktverhalten zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung gemäß zu berücksichtigen.

Von normativen Berechnungsansätzen wird jedoch oft die Bedingung $\delta \leq \beta$ aufgestellt, womit eine zusätzliche Sicherheitsreserve geschaffen wird. Inwieweit ein positiver Erddruckneigungswinkel zwischen Stützwand und Hinterfüllung dauerhaft vorhanden bleibt, kann mit Hilfe der verwendeten Untersuchungsmethoden nicht beurteilt werden. Die Klärung dieser Fragestellung bedarf Langzeitmessungen an ausgeführten Dauerbauwerken.

5.5 Schlussfolgerungen

Mit dem neuen Berechnungsansatz gelingt die qualitative Berücksichtigung maßgebender Einflussparameter wie Baugrundeigenschaften, Wandgeometrie, Kontaktverhalten zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung sowie Oberflächenlasten. Diese werden von den

existierenden Verfahren nicht oder nur qualitativ in die Berechnung des Erddrucks einbezogen. Weiterhin berücksichtigt der eigene Auflastdruckansatz die sich infolge Erddruckneigung und Wandbewegung resultierenden Abweichung der Auflastdruckverteilung vom natürlichen Überlagerungsdruck. Insgesamt ist deshalb festzustellen, dass mit dem neuen Ansatz die Verteilung des Erd- und Auflastdrucks deutlich wirklichkeitsnäher ermittelt werden kann als mit den bestehenden Ansätzen.

Muss auf eine genauere Bestimmung der Nachgiebigkeit der Wandgründung verzichtet werden, so erscheint der Ansatz des auch von VON WOLFFERSDORFF (s. Abschnitt 2.3.4) vorgeschlagenen Mittelwertes aus aktivem Erddruck und Erdruhedruck am ehesten geeignet, den auf eine nachgiebig gegründete Winkelstützwand einwirkenden Erddruck zu beschreiben, da er den eigenen Ergebnissen auf der sicheren Seite liegend am nächsten kommt. Für wenig nachgiebige und unnachgiebig gegründete Wände sollte jedoch vom Erdruhedruck ausgegangen werden.

Es bleibt darauf hinzuweisen, dass bei nicht horizontaler Wirkung des Erddrucks am Vertikalschenkel ($\delta \neq 0$) der Vertikalanteil der Erddruckresultierenden den am Horizontalschenkel angreifenden Auflastdruck vermindert.

Kapitel 6

Zusammenfassung

Um die Gebrauchstauglichkeit sowie die Dauerhaftigkeit von Stützkonstruktionen sicherstellen zu können, müssen die charakteristischen, im Gebrauchszustand auftretenden Einwirkungen auf das Tragwerk bekannt sein. Von wesentlicher Bedeutung bei der Berechnung von Winkelstützwänden sind dabei der Erddruck auf den Vertikalschenkel und der Auflastdruck der Hinterfüllung auf den erdseitigen Horizontalschenkel.

Das Tragverhalten von Winkelstützwänden ist durch eine Interaktion des Stützbauwerks mit dem Baugrund sowie mit der Hinterfüllung gekennzeichnet. Diese drei Elemente müssen dementsprechend bei jeder Untersuchung der Ausbildung der Kontaktspannungen zwischen Boden und Wand Berücksichtigung finden.

Zunächst wurden Modellversuche ausgeführt, in denen mit einem maßstäblichen Modell die Simulation von Errichtung und Hinterfüllung der Wand sowie der anschließenden Oberflächenbelastung der Hinterfüllung erfolgte. Es wurden die Verformungen des Vertikalschenkels sowie die Ausbildung des Erd- und Auflastdrucks gemessen. Durch Verwendung eigens angefertigter Messdosen konnten die Kontaktspannungen flächenhaft sowohl in Richtung normal zum Kontakt als auch tangential dazu erfasst werden. Die Messergebnisse erlaubten das Studium des typischen Tragverhaltens von Winkelstützwänden.

Die gewonnenen Daten wurden weiterhin genutzt, um ein dreidimensionales FE-Modell zu verifizieren. Dieses Modell ermöglichte die Berücksichtigung versuchstechnischer Einflüsse und konnte dadurch die Ergebnisse der Versuche sehr gut nachvollziehen. Damit wurde insbesondere die Eignung der verwendeten hypoplastischen Stoff- und Kontaktgesetze bzw. der zugehörigen Parameter sowie die Modellierung des Hinterfüllungsvorgangs nachgewiesen. Weiterhin konnten wertvolle Erkenntnisse bezüglich der verwendeten Versuchstechnik gewonnen werden, die zur Optimierung zukünftiger Modellversuche beitragen können.

Hinsichtlich des tangentialen Kontaktverhaltens war beabsichtigt, mit einem hypoplastischen Ansatz zu arbeiten und so die Einführung zusätzlicher Reibungsparameter zu vermeiden. Da bislang nur eindimensionale hypoplastische Kontaktgesetze vorlagen, wurde für den vorliegenden Fall des zweidimensionalen Kontaktes ein entsprechendes Gesetz abgeleitet. Es stellt eine Weiterentwicklung der bestehenden Ansätze dar und berücksichtigt damit Druck- und Dichteabhängigkeit.

Das räumliche FE-Modell wurde in ein ebenes übertragen, wodurch versuchstechnische Einflüsse eliminiert werden und die Berechnung des idealisierten zweidimensionalen Falls möglich wird. Mit diesem Modell gelang die Übertragung vom Modellmaßstab auf die Größenverhältnisse der Prototypen. Es erfolgte die Ausführung von Parameterstudien.

Ausgehend von den numerischen Untersuchungen wurden analytische Ansätze für Größe und Verteilung des Erd- und Auflastdrucks infolge Eigenlast kohäsionsloser Hinterfüllung sowie infolge gleichmäßiger Oberflächenlast entwickelt. Dabei finden neben der Wandgeometrie die Verformungseigenschaften des Baugrunds und der Wandkonstruktion sowie die Erddruckneigung Berücksichtigung. Auf Basis einer Setzungsberechnung wird die Nachgiebigkeit der Gründung eingeschätzt, welche als Haupteinfluss bezüglich des Erddrucks identifiziert werden konnte.

Bei den in der Literatur veröffentlichten Ansätzen werden Einflußparameter wie die Nachgiebigkeit der Gründung oder das Kontaktverhalten zwischen Vertikalschenkel und Hinterfüllung oft nur qualitativ eingeschätzt, um darauf basierend in diskrete Fälle zu unterscheiden. In den neuen Berechnungsansätzen finden die als maßgebend identifizierten Einflüsse statt dessen quantitative Berücksichtigung. Dadurch werden bei der Einschätzung von Einflußparametern subjektive Kriterien vermieden und Diskontinuitäten bei sich verändernden Parametern ausgeschlossen.

Mit Hilfe von Beispielrechnungen, in denen der neue Ansatz mit bestehenden Ansätzen verglichen wurde, konnte eine Empfehlung für Fälle abgeleitet werden, in denen auf eine genauere Bestimmung der Nachgiebigkeit der Wandgründung verzichtet werden muss.

Ausblick

Neben den untersuchten Größen Erddruck und Auflastdruck beeinflusst auch der Sohl- und Wanddruck die charakteristischen Schnittgrößen in den Wandschenkeln. Daraus ergibt sich der Bedarf nach weitergehenden, in den Bereich der Flächengründungen hineinreichenden Untersuchungen.

Das vorgestellte Kontaktgesetz wurde theoretisch und basierend auf einigen Annahmen hergeleitet und anhand der Versuchsergebnisse überprüft. Eine ausgiebige experimentelle Untersuchung des Kontaktverhaltens zwischen Böden und verschiedenen konstruktiven Materialien für den zweidimensionalen Fall erscheint sinnvoll und notwendig. Dies bildet die Voraussetzung für die Verbesserung bestehender bzw. die Formulierung gänzlich neuer Kontaktgesetze.

Die Fortschritte in der Entwicklung und Anwendbarkeit numerischer Verfahren und der Bestimmung der zugehörigen Stoffparameter ermöglichen eine sich weiter verbessernde Berücksichtigung der Interaktion zwischen Boden und Bauwerk. Dies erleichtert zum einen die Ableitung von analytischen Berechnungsansätzen für Kontaktspannungen, wobei zahlreiche Einflussparameter berücksichtigt werden können. Zum anderen wird eine immer schnellere und flexiblere Berechnung der Interaktion im Einzelfall möglich. Welche der beiden Methoden sich letztendlich durchsetzt, entscheidet die Ingenieurpraxis.

Literaturverzeichnis

- [1] AL-AKEL, S.: Modellversuche an einer im Boden eingespannten Wand. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium 2001*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 9, 2001, S. 11–22
- [2] ALTAEE, A. ; FELLENIUS, B. H.: Physical modeling in sand. In: *Canadian Geotechnical Journal* 31 (1994), S. 420–431
- [3] ARNOLD, M.: Modellversuche zum Erddruck auf Winkelstützwände. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium 2001*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 9, 2001, S. 23–34
- [4] ARNOLD, M. ; FRANKE, D. ; BARTL, U.: A solution to the concurrent measurement of normal and tangential earth pressure in model tests. In: NATAU, O. (Hrsg.) ; FECKER, E. (Hrsg.) ; PIMENTEL, E. (Hrsg.): *Geotechnical Measurements and Modelling*. Lisse/Abingdon/Exton (PA)/Tokyo : A. A. Balkema Publishers, 2003, S. 321–326
- [5] ARTHUR, J. ; MENZIES, B.: Inherent anisotropy in a sand. In: *Géotechnique* 22 (1985), Nr. 1, S. 115–128
- [6] BARTL, U.: Untersuchungen zum Erdwiderstand auf ebene Wände am Beispiel von 1g-Modellversuchen mit Kopfpunktdrehung. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 3, 1995, S. 201–216
- [7] BOSSCHER, P. J. ; ORTIZ, C.: Frictional properties between sand and various construction materials. In: *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 113 (1987), Nr. 9, S. 1035–1039
- [8] BRANSBY, P. L. ; SMITH, I. A.: Side friction in model retaining-wall experiment. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 101 (1975), Nr. 7, S. 615–632
- [9] *DIN 1054: Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. 2003

- [10] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen. 1985
- [11] DIN 4019, Teil 1: Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittlerer Belastung. 1979
- [12] DIN 4085: Berechnung des Erddrucks. 1987
- [13] DIN V 4085-100: Berechnung des Erddrucks. 1996
- [14] DOVE, J. E. ; FROST, J. D.: Peak friction behavior of smooth geomembrane-particle interfaces. In: *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125 (1999), Nr. 7, S. 544–555
- [15] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung ENV 1992-1-1. 1992
- [16] FELLIN, W.: Hypoplastizität für Einsteiger. In: *Bautechnik* 77 (2000), Nr. 1, S. 10–14
- [17] FRANKE, D.: *Beiträge zur praktischen Erddruckberechnung*, TU Dresden, Dissertation B (Habilitationsschrift), 1983
- [18] FRANKE, D.: Über die Berechnung des Erdruhedruckes. In: *Geotechnik* 6 (1983), Nr. 4, S. 158–163
- [19] FROST, J. D. ; HAN, J.: Behavior of interfaces between fiber-reinforced polymers and sands. In: *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125 (1999), Nr. 8, S. 633–640
- [20] GOH, A. T. C.: Behavior of Cantilever Retaining Walls. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 119 (1993), Nr. 11, S. 1751–1770
- [21] GÖRTLER, H.: *Dimensionsanalyse*. Heidelberg : Springer-Verlag, 1975
- [22] GUDEHUS, G.: Materialverhalten von Sand: Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau. In: *Bauingenieur* 55 (1980), Nr. 9, S. 351–359
- [23] GUDEHUS, G.: Materialverhalten von Sand: Neuere Erkenntnisse. In: *Bauingenieur* 55 (1980), Nr. 2, S. 57–67
- [24] GUDEHUS, G.: Erddruckermittlung. In: SMOLT CZYK, U. (Hrsg.): *Grundbautaschenbuch, Teil 1*. 4. Verlag Ernst & Sohn, 1990, S. 289–414
- [25] GUDEHUS, G. ; KOLYMBAS, D. ; GÄSSLER, G.: Diagramme und Formeln zur Vorbemessung von Stützwänden. In: *Bauingenieur* 62 (1987), Nr. 1, S. 1–10

- [26] GÜNTHER, H.: Betrachtungen zum Erdruchdruck. In: *Bauingenieur* 63 (1988), Nr. 5, S. 205–210
- [27] GÜNTHER, H.: Erdruchdruck auf starre Wände. In: *Bauingenieur* 63 (1988), Nr. 9, S. 421–427
- [28] GÜNTHER, H.: *Programme und Tools für Erddruck und Erdwiderstand*. Braunschweig; Wiesbaden : Vieweg, 1993
- [29] GUTJAHR, S.: Ein hypoplastisches Reibungsgesetz zur Modellierung von Kontaktflächen zwischen Boden und Bauwerk. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium 2001*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 9, 2001, S. 49–64
- [30] HERLE, I.: Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste / Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. 1997 (Heft 142)
- [31] HERLE, I. ; NÜBEL, K.: Hypoplastic description of the interface behaviour. In: PANDE, G. (Hrsg.) ; PIETRUSZCZAK, S. (Hrsg.) ; SCHWEIGER, H. (Hrsg.): *Int. Symp. Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VII, Graz*, A.A.Balkema, 1999, S. 53–58
- [32] HETTLER, A.: Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung / Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. 1981 (Heft 90)
- [33] HETTLER, A.: Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium 1997*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 4, 1997, S. 49–71
- [34] HOFFMANN, K.: *Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmeßstreifen*. Darmstadt: Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH, 1987
- [35] HOLZLÖHNER, U.: Modellversuchstechnik. In: *Symposium „Meßtechnik im Erd- und Grundbau“*, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 1983, S. 119–126
- [36] JAUP, A.: Anwendung von 1g-Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern / Schriftenreihe Geotechnik der Universität Gh Kassel. 1999 (Heft 7)

- [37] KISHIDA, H. ; UESUGI, M.: Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. In: *Géotechnique* 37 (1979), Nr. 1, S. 45–52
- [38] KREMER, A.: *Das Tragverhalten von eingespannten biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen 1g-Modellversuch*. Verlag Mainz, Wissenschaftsverlag, Aachen, 1998
- [39] KREMER, A. ; WALZ, B.: Bodenmechanische 1g-Modellversuche zum Verformungsverhalten von nicht gestützten und einfach gestützten flexiblen Verbauwänden. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium 1997*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 4, 1997, S. 83–107
- [40] KREY, H. ; EHRENBERG, J.: *Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Bauwerks*. 4. Wilhelm Ernst & Sohn, 1926
- [41] LAUER, C.: *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Konzept der Referenzzustände für nichtbindige und gemischtkörnige Böden*, TU Dresden, Diplomarbeit, 2000, unveröffentlicht
- [42] MAYNE, P. ; KULHAWY, F.: K₀-OCR Relationships in Soil. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 108 (1982), S. 851–872
- [43] MECKELBURG, L.: *Berechnung des Erddruckes auf Kellerwände der WBS 70*, TU Dresden, Diss., 1977
- [44] MECKELBURG, L.: Erddruck auf Kellerwände. In: *Bauzeitung* 33 (1979), Nr. 11, S. 607–609
- [45] MECKELBURG, L.: Erddruck nichtbindiger Hinterfüllungen nach der Verdichtung. In: *Bauzeitung* 34 (1980), Nr. 1, S. 47–49
- [46] MEISNER, H.: Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. In: *Geotechnik* 14 (1991), Nr. 1, S. 1–10
- [47] MEISNER, H.: Baugruben, Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 3. In: *Geotechnik* 14 (2002), Nr. 1, S. 44–46
- [48] MÖRSCH, E.: Die Berechnung von Winkelstützmauern. In: *Festschrift aus Anlaß des fünfzigjährigen Bestehens der Wayss & Freytag AG 1925.*, 1925, S. 84–109
- [49] MÜLLER-BRESLAU, H.: *Erddruck auf Stützmauern*. 2. Stuttgart : Alfred Kröner Verlag, 1947

- [50] NEUBERG, C.: Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks vor parallel verschobenen Trägern / Institut für Geotechnik der TU Dresden. 2002 (Heft 11)
- [51] NÜBEL, K. ; NIEMUNIS, A. *Hypoplastische Stoffgesetzs routine umatibf.f.* URL: <http://www.rz.uni-karlsruhe.de/~gn25/ibf/lbg/forschung/hypoplasticity/umatibf.zip>. 1999
- [52] *Ö-Norm B 4434: Erddruckberechnung*. 1993
- [53] OHDE, J.: Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. In: *Bauingenieur* 20 (1939), Nr. 33/34, S. 451–459
- [54] O'ROURKE, T. D. ; DRUSCHEL, S. J. ; NETRAVALI, A. N.: Shear strength characteristics of sand-polymer interfaces. In: *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 116 (1990), Nr. 3, S. 451–469
- [55] POTYONDY, J.: Skin friction between various soils and construction materials. In: *Géotechnique* 11 (1961), Nr. 4, S. 339–353
- [56] SAUERBREY, H.-J. ; GROSSE, M. ; PAUL, H. ; STÜBNER, M.: Rationalisierung bei Winkelstützwandelementen und U-förmigen Elementen. In: *Bauplanung - Bautechnik* 28 (1974), Nr. 12, S. 590–592
- [57] SCHMIDT, H.-H.: Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund / Baugrundinstitut Stuttgart. 1981 (Heft 14)
- [58] SMOLTCZYK, U.: Stützmauern. In: *Grundbautaschenbuch, Teil 3*. 5. Verlag W. Ernst & Sohn, 1997, S. 685–688
- [59] SPOTKA, H.: Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand / Baugrundinstitut Stuttgart. 1977 (Heft 9)
- [60] *TGL 11 464-4: Erdstatische Berechnungsverfahren: Erddruck auf Stützwände*. 1989
- [61] THAMM, B.: Erddruckverteilung und Gleitwiderstand einer hohen Winkelstützmauer aus Betonfertigteilen. In: *Geotechnik* 10 (1987), Nr. 3, S. 132–148
- [62] UESUGI, M.: Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. In: *Soils and Foundations* 26 (1986), Nr. 4, S. 139–149
- [63] UESUGI, M.: Influential factors of friction between steel and dry sands. In: *Soils and Foundations* 26 (1986), Nr. 2, S. 33–46

- [64] WALZ, B.: Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken. In: WALZ, B. (Hrsg.): *Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen. Universität-GH Wuppertal, Fachbereich Bautechnik, Bericht Nr. 1*, 1982, S. 45–90
- [65] WALZ, B. ; KREMER, A.: Diskussion zum Beitrag: Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium 1997*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 4, 1997, S. 73–82
- [66] WIENDIECK, K.: Zur Struktur körniger Medien. In: *Bautechnik* 44 (1967), Nr. 6, S. 196–199
- [67] VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: Nachweise für eine Winkelstützwand nach dem neuen Standsicherheitskonzept. In: *Bautechnik* 73 (1996), Nr. 3, S. 147–161
- [68] VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen / Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. 1997 (Heft 141)

Anhang A

Herleitung eines hypoplastischen Kontaktgesetzes

Als Ausgangspunkt für die Betrachtungen wird die Formulierung des hypoplastischen Stoffgesetzes nach VON WOLFFERSDORFF [68] gewählt. Dessen Darstellung findet sich in den Gleichungen 4.1–4.5.

Das Kontaktkoordinatensystem (x, y) wird derart in das Hauptachsenkoordinatensystem $(1, 2, 3)$ gelegt, dass $x \parallel 2$ und $y \parallel 3$ (s. Abb. A.1) sind. Es ergeben sich für den Span-

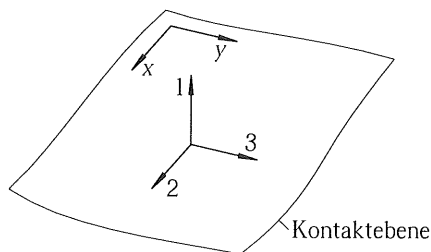


Abbildung A.1: Hauptachsen- und Kontaktkoordinatensystem

nungstensor $\mathbf{T}$ die Spannungen $\sigma_{11} = \sigma$, $\sigma_{12} = \tau_x$ und $\sigma_{13} = \tau_y$, wobei σ die mit negativem Vorzeichen behaftete Kontaktnormalspannung ist und τ_x sowie τ_y die Schubspannungen im zweidimensionalen Kontaktfall darstellen. Für die weiteren Hauptspannungen wird ein isotroper Spannungszustand $\sigma_{22} = \sigma_{33} = \sigma$ angenommen. Die Schubspannung in der

Kontaktebene sei $\sigma_{23} = 0$. Damit ergibt sich

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \stackrel{\text{def}}{=} \begin{bmatrix} \sigma & \tau_x & \tau_y \\ \tau_x & \sigma & 0 \\ \tau_y & 0 & \sigma \end{bmatrix}. \quad (\text{A.1})$$

Analog wird für den Verzerrungsgeschwindigkeitsvektor $\mathbf{D}$ vorgegangen. Alle Dehnungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_{ii}$ mit $i \in \{1, 2, 3\}$ werden gleich der Dehnungsgeschwindigkeit in kontaktnormaler Richtung $\dot{\epsilon}$ gesetzt. Die Schubverzerrungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_{12}$ und $\dot{\epsilon}_{13}$ ergeben sich als Geschwindigkeiten der halben Gleitungen $\frac{\dot{\gamma}_x}{2}$ bzw. $\frac{\dot{\gamma}_y}{2}$. Nach Gl. 4.1 muss $\dot{\epsilon}_{23} = 0$ gelten. Man erhält

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{11} & \dot{\epsilon}_{12} & \dot{\epsilon}_{13} \\ \dot{\epsilon}_{12} & \dot{\epsilon}_{22} & \dot{\epsilon}_{23} \\ \dot{\epsilon}_{13} & \dot{\epsilon}_{23} & \dot{\epsilon}_{33} \end{bmatrix} \stackrel{\text{def}}{=} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon} & \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & \frac{\dot{\gamma}_y}{2} \\ \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & \dot{\epsilon} & 0 \\ \frac{\dot{\gamma}_y}{2} & 0 & \dot{\epsilon} \end{bmatrix}. \quad (\text{A.2})$$

Die JAUMANNsche Spannungsrate lautet dabei

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \begin{bmatrix} \dot{\sigma} & \dot{\tau}_x & \dot{\tau}_y \\ \dot{\tau}_x & \dot{\sigma} & 0 \\ \dot{\tau}_y & 0 & \dot{\sigma} \end{bmatrix}. \quad (\text{A.3})$$

Mit $\bar{\tau}_x \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\tau_x}{3\sigma}$ und $\bar{\tau}_y \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\tau_y}{3\sigma}$ ergeben sich die Tensoren für die bezogene Spannung $\hat{\mathbf{T}}$ und deren Deviatoranteil $\hat{\mathbf{T}}^*$ zu

$$\hat{\mathbf{T}} = \frac{\overset{\circ}{\mathbf{T}}}{\text{tr}(\overset{\circ}{\mathbf{T}})} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \bar{\tau}_x & \bar{\tau}_y \\ \bar{\tau}_x & \frac{1}{3} & 0 \\ \bar{\tau}_y & 0 & \frac{1}{3} \end{bmatrix} \quad (\text{A.4})$$

$$\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3}\mathbf{1} = \begin{bmatrix} 0 & \bar{\tau}_x & \bar{\tau}_y \\ \bar{\tau}_x & 0 & 0 \\ \bar{\tau}_y & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (\text{A.5})$$

Weiterhin können die skalarwertigen Größen

$$\text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \hat{\mathbf{T}}) = \frac{1}{3} + 2\bar{\tau}_x^2 + 2\bar{\tau}_y^2, \quad (\text{A.6})$$

$$\text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \mathbf{D}) = \dot{\epsilon} + \bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y, \quad (\text{A.7})$$

$$\|\mathbf{D}\| = \sqrt{\text{tr}(\mathbf{D} \cdot \mathbf{D})} = \sqrt{3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2}} \quad (\text{A.8})$$

ermittelt werden.

Den sich aus der Fließfunktion nach MATSUOKA-NAKAI ergebenden Spannungsfaktor F erhält man mit

$$\cos 3\vartheta = -6 \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)}{\left[\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)\right]^{\frac{3}{2}}} = 0 \quad \text{und} \quad \tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| = \sqrt{2}\sqrt{3} \sqrt{\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2}$$

zu

$$\begin{aligned} F &= \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\vartheta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \\ &= \sqrt{1 - \frac{9}{4} (\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2)} - \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2} . \end{aligned} \quad (\text{A.9})$$

Die Faktoren zur Beschreibung von Barotropie f_s und Pyknotropie f_d sind mit $\text{tr} \mathbf{T} = 3\sigma$ zu ermitteln.

Mit Hilfe des noch nicht bestimmten Faktors a ist es nach HERLE [31] möglich, ein korrektes Verhalten des Kontaktgesetzes im kritischer Zustand sicherzustellen. Das Korngerüst wird durch die kritische Porenzahl $e = e_c$ charakterisiert, wodurch sich $f_d = 1$ ergibt. Eine Scherung muss volumenkonstant ablaufen, d.h. $\dot{\varepsilon}_v = 3\dot{\varepsilon} = 0$. Die Spannungen bleiben dabei ebenfalls konstant, alle Spannungsraten ergeben sich zu $\dot{\sigma} = \dot{\tau}_x = \dot{\tau}_y = 0$.

Unter diesen Voraussetzungen und unter Berücksichtigung der Gleichungen A.1–A.9 stellt sich Gl. 4.1 als

$$\begin{aligned} 0 &= \frac{f_s}{\frac{1}{3} + 2\bar{\tau}_x^2 + 2\bar{\tau}_y^2} \left\{ F^2 \begin{bmatrix} 0 & \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & \frac{\dot{\gamma}_y}{2} \\ \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & 0 & 0 \\ \frac{\dot{\gamma}_y}{2} & 0 & 0 \end{bmatrix} + a^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \bar{\tau}_x & \bar{\tau}_y \\ \bar{\tau}_x & \frac{1}{3} & 0 \\ \bar{\tau}_y & 0 & \frac{1}{3} \end{bmatrix} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) \right. \\ &\quad \left. + \frac{aF}{\sqrt{2}} \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & 2\bar{\tau}_x & 2\bar{\tau}_y \\ 2\bar{\tau}_x & \frac{1}{3} & 0 \\ 2\bar{\tau}_y & 0 & \frac{1}{3} \end{bmatrix} \sqrt{\dot{\gamma}_x^2 + \dot{\gamma}_y^2} \right\} \end{aligned} \quad (\text{A.10})$$

dar. Die identischen Gleichungen auf der Hauptdiagonalen lauten dabei

$$0 = \frac{a^2}{3} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) + \frac{aF}{3\sqrt{2}} \sqrt{\dot{\gamma}_x^2 + \dot{\gamma}_y^2} .$$

Im Fall eindimensionaler Scherung in x -Richtung mit $\bar{\tau}_y = \dot{\varepsilon}_y = 0$ ergibt sich

$$a = -\frac{F}{\sqrt{2}\bar{\tau}_x} = \sqrt{\frac{1}{2\bar{\tau}_x^2} - \frac{9}{8}} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}} . \quad (\text{A.11})$$

Im kritischen Zustand beträgt das Verhältnis aus Scher- und Normalspannung für völlig raue Oberflächen — wie bei Bruchflächen im Sand — im Falle eindimensionaler Scherung

$$\left| \frac{\tau_x}{\sigma} \right| = \tan \varphi_c = 3|\bar{\tau}_x| . \quad (\text{A.12})$$

Setzt man dieses in Gl. A.11 ein, so erhält man

$$a = 3\sqrt{\frac{1}{2 \tan^2 \varphi_c} - \frac{1}{8}} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}} . \quad (\text{A.13})$$

Im Fall weniger rauher Oberflächen ist der Reibbeiwert $\mu < \tan \varphi$. In der bodenmechanischen Praxis ist es üblich, in solchen Fällen einen Verhältniswert zwischen maximal mobilisierbarer Kontaktreibung und Reibungswinkel $\kappa = \frac{\delta_{max}}{\varphi}$, hier als κ mit $0 < \kappa \leq 1$ bezeichnet, zu verwenden. In Analogie zum Vorgehen von GUTJAHN in [29] sei davon ausgegangen, dass dieses Verhältnis auch im kritischen Zustand gilt:

$$\left| \frac{\tau_x}{\sigma} \right| = \tan(\kappa \varphi_c) = 3|\bar{\tau}_x| . \quad (\text{A.14})$$

Damit ergibt sich an Stelle von Gl. A.13

$$a = 3\sqrt{\frac{1}{2 \tan^2(\kappa \varphi_c)} - \frac{1}{8}} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}} . \quad (\text{A.15})$$

Damit sind alle für das Kontaktgesetz erforderlichen Faktoren beschrieben. Die drei zur Beschreibung des Kontaktverhaltens notwendigen Gleichungen können damit in vektorieller Form angeschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma} \\ \dot{\tau}_x \\ \dot{\tau}_y \end{bmatrix} = \frac{f_s}{\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2} \left\{ F^2 \begin{bmatrix} \dot{\epsilon} \\ \frac{\dot{\tau}_x}{2} \\ \frac{\dot{\tau}_y}{2} \end{bmatrix} + a^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{3} \\ \bar{\tau}_x \\ \bar{\tau}_y \end{bmatrix} (\dot{\epsilon} + \bar{\tau}_x \dot{\tau}_x + \bar{\tau}_y \dot{\tau}_y) + f_d a F \begin{bmatrix} \frac{1}{3} \\ 2\bar{\tau}_x \\ 2\bar{\tau}_y \end{bmatrix} \sqrt{3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\tau}_x^2}{2} + \frac{\dot{\tau}_y^2}{2}} \right\} . \quad (\text{A.16})$$

Gl. A.16 stellt dabei ein gemischtes Problem dar, da bei der Anwendung neben den Raten der Schubspannungen $\dot{\tau}_x$ und $\dot{\tau}_y$ die kontaktnormale Dehnungsrate $\dot{\epsilon}$ zu ermitteln ist. Zur Lösung dieser Problemstellung kann die erste Zeile aus Gl. A.16 nach $\dot{\epsilon}$ aufgelöst werden. Durch Umstellen und quadrieren der Gleichung ergibt sich

$$0 = K_2 \dot{\epsilon}^2 + K_1 \dot{\epsilon} + K_0$$

mit

$$\begin{aligned}
 K_2 &= \left(F^2 + \frac{a^2}{3} \right)^2 - 3 \left(\frac{f_d a F}{3} \right)^2, \\
 K_1 &= 2 \left[\frac{a^2}{3} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) - \frac{\dot{\sigma} \left(\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2 \right)}{f_s} \right] \cdot \left(F^2 + \frac{a^2}{3} \right) \quad \text{und} \\
 K_0 &= \left[\frac{a^2}{3} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) - \frac{\dot{\sigma} \left(\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2 \right)}{f_s} \right]^2 - \left(\frac{f_d a F}{3} \right)^2 \left(\frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right).
 \end{aligned}$$

In der Lösung dieser quadratischen Gleichung

$$\dot{\epsilon} = -\frac{K_1}{2K_2} \pm \sqrt{\frac{K_1^2}{4K_2^2} - \frac{K_0}{K_2}} \quad (\text{A.17})$$

liefert nur das negative Vorzeichen eine gültige Lösung, wie durch Einsetzen gezeigt werden kann. Die gesuchten Schubspannungsraten lassen sich nun einfach durch Auswerten der Zeilen zwei und drei der Gl. A.16 bestimmen.

Bei der Implementierung in der Routine `fric.f` des Programmsystem *ABAQUS* werden verschiedene Ableitungen des Kontaktgesetzes benötigt. Es ergeben sich die partiellen Ableitungen der Schubspannungsraten nach den Schubverzerrungsraten für die Richtungen $i, j \in \{x, y\}$ zu:

$$\frac{\partial \dot{\tau}_i}{\partial \dot{\gamma}_j} = \begin{cases} \left[\frac{f_s}{\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2} \left[\frac{F^2}{2} + a^2 \bar{\tau}_i^2 + f_d a F \bar{\tau}_i \dot{\gamma}_j \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}} \right] \right] & : \quad i = j \\ \left[\frac{f_s}{\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2} \left[a^2 \bar{\tau}_i \bar{\tau}_j + f_d a F \bar{\tau}_i \dot{\gamma}_j \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}} \right] \right] & : \quad i \neq j \end{cases} \quad (\text{A.18})$$

Die partiellen Ableitungen der Schubspannungsraten $\dot{\tau}_i$ mit $i \in \{x, y\}$ nach der Normalspannungsraten betragen

$$\frac{\partial \dot{\tau}_i}{\partial \dot{\sigma}} = \left(\frac{\partial \dot{\tau}_i}{\partial \dot{\epsilon}} \right) \cdot \left(\frac{\partial \dot{\sigma}}{\partial \dot{\epsilon}} \right)^{-1} = \frac{a^2 \bar{\tau}_i + 6 f_d a F \dot{\epsilon} \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}}}{F^2 + \frac{a^2}{3} + f_d a F \dot{\epsilon} \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}}} \quad (\text{A.19})$$

Anhang B

Ergebnisse der Modellversuche

Tabelle B.1: Versuchsergebnisse

Versuch	b_e m	u m	γ kN/m ³	p kN/m ²	$s_{h,1}$ mm	$s_{h,2}$ mm	$s_{h,3}$ mm	$s_{h,4}$ mm	s_v mm	$A_{n,1}$ N	$A_{n,2}$ N
Eigenlast											
EWS02	0,517	0,05	15,89		-1,26	-0,68	-0,11	0,49	0,21	335,3	421,5
EWS03	0,517	0,50	15,94		0,05	0,34	0,64	0,95	1,25	343,9	407,4
EWS04	0,517	0,50	15,87		1,35	1,34	1,34	1,36	1,55	533,7	455,8
EWS05	0,517	0,00	16,19		0,28	0,20	0,11	0,03	0,11	410,4	416,0
EWS06	0,517	0,00	15,76		0,27	0,20	0,14	0,08	0,10	444,7	400,3
EWS07	0,517	0,10	15,79		-2,00	-0,88	0,25	1,40	0,35	380,7	406,0
EWS08	0,363	0,10	15,59		0,45	0,67	0,89	1,15	0,00	523,1	437,7
EWS09	0,363	0,05	15,76		0,19	0,40	0,60	0,80	0,34	528,4	422,2
EWS10	0,363	0,50	15,91		0,23	0,59	0,95	1,33	1,15	468,0	426,3
EWS11	0,363	0,25	15,71		1,88	1,73	1,57	1,42	0,89	579,5	447,2
EWS12	0,286	0,25	15,08		1,40	1,65	1,91	2,15	1,09	579,5	395,2
EWS13	0,286	0,05	15,57		1,05	0,98	0,93	0,90	0,19	536,8	400,8
EWS14	0,286	0,50	15,95		0,69	0,90	1,12	1,35	0,99	563,9	398,5
EWS15	0,440	0,50	16,18		0,55	0,58	0,64	0,66	1,08	516,1	467,0
EWS16	0,440	0,05	15,15		0,19	0,27	0,38	0,49	0,34	452,4	376,3
EWS17	0,440	0,25	15,34		0,66	0,80	0,97	1,14	0,88	489,4	420,8
Oberflächenlast: Laststufe 5 kN/m²											
EWS06	0,517	0,00	15,76	4,37	0,26	0,16	0,05	-0,03	0,0	141,4	121,4
EWS07	0,517	0,10	15,79	4,37	1,30	1,07	0,82	0,59	0,2	286,7	190,6
EWS08	0,363	0,10	15,57	4,37	5,32	5,07	4,77	4,45	0,0	146,1	166,1
EWS09	0,363	0,05	15,76	4,37	2,87	2,81	2,80	2,75	0,1	214,8	189,1
EWS10	0,363	0,50	15,90	4,37	1,91	1,55	1,17	0,76	0,6	247,6	148,5
EWS11	0,363	0,25	15,71	4,38	2,48	2,12	1,74	1,34	0,5	206,6	149,1
EWS15	0,440	0,50	15,95	4,51	1,67	1,24	0,80	0,31	0,6	199,1	130,1
EWS16	0,440	0,05	15,15	5,95	0,71	0,54	0,38	0,21	0,1	183,0	118,8
EWS17	0,440	0,25	15,34	5,73	1,75	1,38	1,04	0,68	0,4	211,5	152,6
Oberflächenlast: Laststufe 10 kN/m²											
EWS06	0,517	0,00	15,76	8,73	0,52	0,31	0,11	-0,06	0,0	263,8	223,9
EWS07	0,517	0,10	15,79	8,73	2,01	1,69	1,35	1,05	0,4	378,2	245,0
EWS15	0,440	0,50	15,95	8,80	2,33	1,70	1,05	0,34	0,8	334,5	227,9
EWS16	0,440	0,05	15,15	8,80	1,23	1,00	0,76	0,53	0,1	293,4	189,0
EWS17	0,440	0,25	15,34	8,80	2,78	2,22	1,69	1,15	0,7	327,3	231,9
Koordinaten z_i der Wegaufnehmer und $b_e - x_i$ der Auflastdruckmessdosen (Mittelpunkte)											
					z_i in m					$b_e - x_i$ in m	
					0,06	0,34	0,62	0,90		0,052	0,129

Tabelle B.2: Fortsetzung: Versuchsergebnisse

Versuch	$A_{n,3}$	$A_{n,4}$	$A_{n,5}$	$A_{n,6}$	$A_{n,7}$	$A_{t,1}$	$A_{t,2}$	$A_{t,3}$	$A_{t,4}$	$A_{t,5}$	$A_{t,6}$	$A_{t,7}$
	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
Eigenlast												
EWS02	395,7	364,0	357,7	323,5	140,3	-34,0	-6,8	-43,5	-46,8	-48,6	31,2	-59,6
EWS03	415,9	369,6	387,4	277,2	133,4	2,5	21,9	25,8	-22,2	-23,0	28,0	-48,5
EWS04	451,6	381,0	356,5	310,2	158,8	-40,6	36,9	13,6	-37,4	-37,4	29,1	-49,7
EWS05	428,5	353,0	348,6	253,4	117,0	-33,5	1,4	11,6	-42,9	-31,2	36,5	-50,7
EWS06	423,4	367,8	345,3	276,4	142,1	-35,9	4,0	16,7	-36,8	-46,1	27,4	-51,5
EWS07	407,7	371,3	362,3	289,5	118,5	8,7	19,1	3,5	-44,9	-42,5	25,0	-48,2
EWS08	426,0	297,0	115,2			-22,3	0,4	3,0	-60,5	-38,9		
EWS09	405,5	287,3	115,2			-37,8	4,5	1,0	-63,6	-40,4		
EWS10	386,5	265,9	122,6			-13,6	5,0	5,1	-51,5	-43,5		
EWS11	404,8	280,2	119,9			-8,1	19,6	0,0	-58,0	-42,0		
EWS12	331,4	135,1				-20,4	-7,0	-12,1	-53,9			
EWS13	310,7	108,1				-36,5	-22,6	-20,7	-52,9			
EWS14	349,2	123,4				-27,8	-7,6	-18,2	-50,9			
EWS15	453,7	317,3	290,8	162,4		-27,2	25,2	15,7	-37,3	-37,9	24,2	
EWS16	411,6	334,2	254,9	138,0		-14,2	11,8	13,1	-51,4	-38,4	27,6	
EWS17	434,8	344,8	300,4	139,0		-17,9	8,6	19,7	-46,4	-37,9	33,5	
Oberflächenlast: Laststufe 5 kN/m²												
EWS06	129,8	110,0	110,0	76,9	38,6	-10,5	-0,6	-2,0	-20,7	-16,9	19,2	-21,1
EWS07	184,1	158,4	158,7	112,7	47,9	-4,4	19,7	1,0	-18,7	-20,0	23,9	-23,7
EWS08	159,7	115,7	42,8			57,6	27,0	13,6	-11,1	-11,3		
EWS09	171,4	112,1	42,3			70,1	24,3	4,0	-23,2	-15,4		
EWS10	129,8	85,6	45,5			3,7	9,8	2,0	-17,2	-17,4		
EWS11	129,8	87,1	33,3			31,6	12,4	0,5	-18,2	-11,3		
EWS15	121,1	80,0	75,1	39,6		4,4	9,8	1,0	-15,6	-11,8	13,5	
EWS16	124,3	93,7	75,6	32,9		-2,5	-0,6	-2,5	-20,7	-17,4	20,7	
EWS17	136,4	108,5	87,2	34,8		7,5	4,1	1,5	-16,7	-14,3	23,7	
Oberflächenlast: Laststufe 10 kN/m²												
EWS06	239,2	202,7	200,4	141,2	78,0	-22,3	-3,7	-6,1	-38,3	-33,3	33,5	-38,7
EWS07	235,4	202,7	206,3	155,6	64,2	3,7	35,3	7,6	-17,7	-22,5	16,9	-29,7
EWS15	219,6	149,3	147,5	75,5		10,6	12,4	-1,0	-30,3	-25,6	26,4	
EWS16	189,0	147,7	117,4	54,3		3,7	5,1	-4,0	-26,7	-26,1	29,9	
EWS17	209,3	164,0	135,9	57,5		18,0	6,6	2,5	-24,2	-24,6	32,4	
Koordinaten $b_e - x_i$ der Auflastdruckmessdosen (Mittelpunkte)												
	$b_e - x_i$ in m											
	0,206	0,283	0,360	0,437	0,514							

Tabelle B.3: Fortsetzung: Versuchsergebnisse

Versuch	$E_{n,1}$	$E_{n,2}$	$E_{n,3}$	$E_{n,4}$	$E_{n,5}$	$E_{n,6}$	$E_{n,7}$	$E_{n,8}$	$E_{n,9}$	$E_{n,1}$	$E_{n,11}$
	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
Eigenlast											
EWS02	10,8	22,3	31,0	41,3	61,8	61,8	62,7	74,7	82,7	84,8	82,9
EWS03	13,8	15,8	31,3	28,8	39,5	60,3	72,3	81,4	96,4	66,3	79,5
EWS04	5,4	18,2	12,2	14,2	44,2	60,8	75,8	72,9	82,7	85,7	88,4
EWS05	8,9	23,8	30,7	46,6	58,5	61,8	89,8	87,8	118,8	98,6	97,5
EWS06	8,0	26,4	36,5	50,7	55,9	58,2	93,4	98,3	87,2	93,2	92,4
EWS07	11,0	26,4	31,6	35,8	67,1	55,9	73,4	99,7	102,8	107,1	100,4
EWS08	7,6	19,3	24,0	34,6	43,8	54,8	60,7	66,0	101,3	110,8	86,4
EWS09	12,2	30,4	42,4	39,7	50,3	57,8	76,2	87,3	94,0	129,8	73,8
EWS10	8,6	20,1	29,3	35,5	46,9	53,4	73,1	77,8	96,7	100,4	72,8
EWS11	9,2	20,1	24,8	38,0	40,6	51,2	57,4	82,4	108,5	99,2	93,5
EWS12	10,2	20,5	23,4	28,0	35,0	52,3	59,4	72,7	73,6	108,1	80,3
EWS13	8,8	22,0	31,9	36,6	52,4	51,2	56,1	77,6	73,6	127,5	48,1
EWS14	6,9	17,1	24,8	31,6	35,4	48,7	56,4	77,0	93,9	117,1	57,1
EWS15	7,4	15,6	29,4	40,5	47,1	50,5	49,0	52,3	75,7	90,7	63,2
EWS16	8,6	22,4	34,9	45,9	53,1	65,1	71,4	80,4	88,7	84,2	66,0
EWS17	-23,9	18,2	27,0	33,1	52,3	64,1	71,9	65,7	83,2	106,1	70,1
Oberflächenlast: Laststufe 5 kN/m²											
EWS06	25,8	76,1	60,5	53,6	45,0	37,7	55,0	45,9	34,3	38,8	30,7
EWS07	41,3	74,4	55,9	45,4	64,0	48,9	53,2	60,0	56,2	53,7	38,8
EWS08	2,6	25,6	37,4	39,5	37,6	49,9	59,4	51,1	52,5	46,8	35,0
EWS09	11,8	33,5	30,3	25,3	16,1	24,8	31,3	34,8	31,3	49,7	29,8
EWS10	31,9	57,4	47,0	39,3	33,8	35,1	39,3	39,8	40,2	36,1	20,1
EWS11	3,7	25,3	26,9	43,9	29,0	28,5	29,9	35,6	42,9	38,8	30,8
EWS15	21,8	40,6	39,7	40,7	30,7	27,8	21,5	22,8	26,2	32,6	24,3
EWS16	24,2	62,8	62,5	58,1	45,8	40,3	38,7	39,0	35,4	30,1	22,6
EWS17	15,8	53,2	42,8	44,0	46,6	44,8	39,8	35,3	35,9	39,7	27,3
Oberflächenlast: Laststufe 10 kN/m²											
EWS06	41,7	124,4	107,0	95,3	81,6	67,7	97,0	82,8	60,7	68,8	55,8
EWS07	32,9	90,1	71,1	60,0	84,2	63,5	69,3	82,1	74,0	70,6	50,5
EWS15	29,0	69,4	73,8	76,7	60,4	49,2	37,8	37,2	41,7	48,7	37,3
EWS16	34,8	88,5	86,0	81,0	64,3	57,7	57,1	55,7	51,8	44,0	33,5
EWS17	31,0	82,2	65,7	63,5	66,5	62,0	56,9	50,1	49,1	53,8	38,1
Koordinaten z_i der Erddruckmessdosen (Mittelpunkte)											
	z_i in m										
	0,044	0,121	0,198	0,275	0,352	0,429	0,506	0,583	0,660	0,737	0,814

Tabelle B.4: Fortsetzung: Versuchsergebnisse

Versuch	$E_{t,1}$ N	$E_{t,2}$ N	$E_{t,3}$ N	$E_{t,4}$ N	$E_{t,5}$ N	$E_{t,6}$ N	$E_{t,7}$ N	$E_{t,8}$ N	$E_{t,9}$ N	$E_{t,10}$ N	$E_{t,11}$ N
Eigenlast											
EWS02	6,6	15,0	14,7	21,4	23,0	31,2	27,8	31,1	29,2	40,0	28,9
EWS03	6,2	8,9	12,7	15,7	15,9	28,0	32,2	31,3	32,1	33,1	29,0
EWS04	3,4	8,8	5,1	5,1	21,6	29,1	35,6	29,3	33,2	36,2	39,4
EWS05	4,5	14,4	17,6	19,7	28,7	36,5	44,2	37,3	51,6	44,3	47,4
EWS06	4,3	11,9	17,0	20,6	24,3	27,4	43,0	38,6	38,5	41,2	44,1
EWS07	4,5	10,0	16,3	17,5	31,4	25,0	33,7	42,6	43,9	47,4	48,5
EWS08	3,8	11,9	13,9	14,6	22,2	25,6	28,7	29,4	43,8	47,5	54,9
EWS09	6,7	23,1	24,0	17,5	23,7	28,2	37,2	39,6	42,0	60,6	45,4
EWS10	4,1	12,3	14,8	13,4	19,8	24,4	33,8	31,3	38,6	43,4	41,9
EWS11	3,7	15,7	15,7	13,3	16,6	22,8	29,1	36,0	43,7	41,6	50,2
EWS12	7,7	10,3	8,9	10,3	18,4	23,4	24,1	24,3	31,1	43,0	30,2
EWS13	5,4	9,2	11,5	13,4	23,3	25,7	24,1	26,6	34,0	52,3	24,8
EWS14	5,6	5,8	7,5	11,8	19,2	25,6	25,3	29,9	41,7	53,0	27,3
EWS15	6,0	15,9	18,9	15,5	20,5	24,2	22,9	25,2	35,4	48,5	34,7
EWS16	2,0	11,1	14,3	14,7	23,7	27,6	27,6	26,7	36,9	38,1	35,7
EWS17	5,9	11,2	11,3	13,3	26,7	33,5	27,5	26,8	34,2	47,1	36,9
Oberflächenlast: Laststufe 5 kN/m²											
EWS06	12,3	31,6	28,7	19,2	17,9	19,2	25,3	19,2	17,5	18,3	19,2
EWS07	18,1	34,5	29,4	20,0	29,3	23,9	26,3	25,0	24,7	24,6	22,1
EWS08	3,0	12,2	14,8	14,7	19,3	20,8	24,6	19,8	21,2	20,6	24,1
EWS09	7,9	16,9	13,2	8,9	10,1	12,8	14,9	15,4	14,8	21,7	19,6
EWS10	15,8	27,3	18,9	11,9	14,4	15,5	16,8	12,9	14,5	14,2	13,8
EWS11	3,8	12,6	10,8	12,8	13,5	12,3	13,2	11,9	13,9	10,8	12,6
EWS15	12,4	21,2	15,5	14,2	15,3	13,5	8,7	9,0	9,3	10,7	7,3
EWS16	12,9	29,7	23,1	18,1	21,6	20,7	15,6	13,7	16,2	15,6	15,9
EWS17	11,6	25,0	17,5	14,0	22,7	23,7	14,7	12,4	14,4	17,6	14,0
Oberflächenlast: Laststufe 10 kN/m²											
EWS06	17,6	52,4	49,9	35,6	33,9	33,5	44,7	34,2	29,6	32,1	33,1
EWS07	8,7	24,7	23,5	12,2	22,1	16,9	22,1	22,7	23,3	22,9	20,7
EWS15	18,4	36,4	29,2	27,5	29,3	26,4	17,0	16,3	19,1	24,3	18,8
EWS16	16,6	42,6	33,7	26,0	30,8	29,9	22,6	20,4	23,1	22,5	21,2
EWS17	17,0	38,3	27,4	21,4	33,0	32,4	21,6	18,1	21,2	25,7	19,3

Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke

Heft 1	Franke, D. (Hrsg.)	1992	Das Institut für Geotechnik an der TU Dresden + Die Veröffentlichungen Johann Ohdes
Heft 2	Franke, D. (Hrsg.)	1995	OHDE-Kolloquium 1993
Heft 3	Franke, D. (Hrsg.)	1995	Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke
Heft 4	Franke, D. (Hrsg.)	1997	OHDE-Kolloquium 1997
Heft 5	Engel, J.	1998	Entwicklung von Datenstrukturen für bodenmechanische Anwendungen
Heft 6	Vogt, L.	1998	Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern
Heft 7	al Diban, I.	2000	Das Tragverhalten horizontal belasteter, in nichtbindigem Boden eingespannter starrer Träger, in ebenem und geböschtem Gelände
Heft 8	Winkler, A.	2001	Ermittlung des Erddrucks im Bruchzustand bei Drehung einer Wand um den Kopfpunkt
Heft 9	Franke, D. (Hrsg.)	2001	OHDE-Kolloquium 2001
Heft 10	Engel, J.	2002	Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise
Heft 11	Neuberg, C.	2002	Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks vor parallel verschobenen Trägern
Heft 12	Bartl, U.	2004	Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle

Heft 13 Arnold, M. 2004 Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks
auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand