



**MITTEILUNGEN
HEFT 14**

SAID AL-AKEL

**BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON
EINGESPANNTEN STARREN
STÜTZKONSTRUKTIONEN IN
KOHÄSIONSLOSEM BODEN**

DRESDEN 2005

Mitteilungen – Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

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

© Institut für Geotechnik – TU Dresden – 2005

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

Beitrag zur Berechnung von eingespannten starren Stützkonstruktionen in kohäsionslosem Boden

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

Dissertation

vorgelegt von Diplomingenieur Said Al-Akel
geboren am 9. Januar 1963 in Damaskus

Gutachter:

| | |
|---------------------------------------|---|
| Prof. Dr.-Ing. habil. D. Franke | Technische Universität Dresden |
| Prof. Dr.-Ing. habil. H.-B. Horlacher | Technische Universität Dresden |
| Prof. Dr.-Ing. habil. J. Engel | Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden (FH) |

Tag der öffentlichen Verteidigung: 04. März 2005

Vorwort des Herausgebers

Die Belastung eingespannter starrer Wände durch aktiven und passiven Erddruck lernt man zwar schon im Grundfachstudium des Bauingenieurwesens kennen, eine kritische Betrachtung des Problems weist jedoch auf viele Unklarheiten bis hin zu Unstimmigkeiten hin. Die Arbeit von Herrn Al-Akel bietet einen umfassenden Einblick in diese Problematik.

Der Betrag und die Art der Wandverschiebung stellen die wichtigsten Einflussgrößen auf den Erddruck und seine Verteilung entlang der Wandhöhe dar. Ein umfangreiches experimentelles Programm mit klein- und großmasstäblichen Versuchen bildete die Grundlage für die Formulierung einer Mobilisierungsfunktion, die das nichtlineare Kraft-Verschiebungsverhalten des Erddrucks berücksichtigt. Die Überprüfung dieser Funktion durch die Nachrechnung eigener Versuche hat den Ansatz des Verfassers bestätigt. Auch dem Berechnungsverfahren nach dem Teilsicherheitskonzept wurde Aufmerksamkeit gewidmet.

Die vorliegende Arbeit wurde von meinem Vorgänger, Prof. D. Franke sorgfältig betreut und durch ein DFG-Forschungsprojekt finanziell unterstützt.

Dresden, im April 2005

Ivo Herle

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit widmet sich in erster Linie dem Nachweis der Tragfähigkeit von starren Stützwänden auf der Grundlage der Erddrucktheorie. Die Berechnung erfordert die Untersuchung der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Grundlagen dafür liefern die Meßergebnisse von eigenen Modellversuchen am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden.

Die im Rahmen der Arbeit entwickelten Mobilisierungsfunktionen des Erddrucks wurden durch die Ergebnisse der eigenen Modellversuche kalibriert. Für den Tragfähigkeitsnachweis werden ein Berechnungsverfahren mit verschiebungsabhängigem Lastansatz sowie ein daraus abgeleitetes vereinfachtes Berechnungsverfahren angegeben.

Die umfassende Unterstützung sowie die wertvollen Anregungen von meinem Doktorvater Herrn Prof. Franke haben meine Arbeit maßgebend gefordert. Dafür bin ich sehr dankbar.

Weiterhin möchte ich den Mitgutachtern, Herrn Prof. Horlacher und Herrn Prof. Engel, für die Übernahme der Gutachten danken. Die konstruktiven Hinweise von Herrn Prof. Engel haben meine Arbeit bereichert.

Den Mitarbeitern des Instituts gilt mein herzlicher Dank. Sie haben mich bei der Bearbeitung des Projektes tatkräftig unterstützt. An dieser Stelle möchte ich insbesondere Herrn Dr.-Ing. Neuberg und Herrn Dr.-Ing. Arnold sowie Herrn Dr.-Ing. Bartl für ihre Hilfsbereitschaft sowie wertvollen Hinweise herzlich danken.

An Herrn Prof. Herle möchte ich einen besonderen Dank für seine freundliche Hilfsbereitschaft in der Endphase der Bearbeitung richten.

Meine Familie und ganz besonders meine Frau Lucrezia haben mit Geduld, Verständnis und vor allem Motivation meine Arbeit unterstützt. Dafür bin ich sehr dankbar.

Dresden, im April 2005

Said Al-Akel

Inhaltsverzeichnis

| | |
|--|-----------|
| Inhaltsverzeichnis | I |
| Bezeichnungen | V |
| 1 Einleitung und Zielstellung | 1 |
| 2 Kenntnisstand | 3 |
| 2.1 Bisher durchgeführte Modellversuche | 3 |
| 2.1.1 Versuche von KREY (1936) | 4 |
| 2.1.2 Versuche von ROWE & PEAKER (1951 und 1965) | 5 |
| 2.1.3 Versuche von ROSCOE (1970) | 6 |
| 2.1.4 Versuche von BRANSBY und MILLIGAN (1975) | 7 |
| 2.1.5 Versuche von LAUMANS (1976) | 8 |
| 2.1.6 Versuche von VOGT (1984) | 9 |
| 2.1.7 Versuche von RAUH (1991) | 10 |
| 2.1.8 Versuche von MAO (1993) | 11 |
| 2.1.9 Versuche von FANG, CHEN, WU (1994) | 12 |
| 2.1.10 Versuche von BESLER (1998) | 13 |
| 2.1.11 Versuche von BICA & CLAYTON (1998) | 14 |
| 2.1.12 Versuche von BARTL (2003) | 15 |
| 2.2 Bekannte Berechnungsverfahren | 17 |
| 2.2.1 Verfahren von BLUM | 17 |
| 2.2.2 Verfahren von KREY | 19 |
| 2.2.3 Verfahren von ROWE | 20 |
| 2.2.4 Verfahren von KING | 22 |
| 2.3 Vorhandene Mobilisierungsansätze | 24 |
| 2.3.1 Ansatz von FRANKE | 24 |
| 2.3.2 Ansatz von VOGT | 25 |
| 2.3.3 Ansatz von ZIEGLER | 26 |
| 2.3.4 Ansatz von BESLER | 28 |
| 2.3.5 Ansatz von BARTL | 28 |
| 2.3.6 Zusammenfassung | 31 |
| 3 Eigene Modellversuche | 33 |
| 3.1 Modellboden | 35 |

| | | |
|------------|---|------------|
| 3.2 | Versuchsreihe I (kleinmaßstäbliche Versuche)..... | 39 |
| 3.2.1 | Versuchstechnik..... | 40 |
| 3.2.2 | Versuchsauswertung..... | 41 |
| 3.3 | Versuchsreihe II (großmaßstäbliche Versuche)..... | 42 |
| 3.3.1 | Versuchstechnik..... | 42 |
| 3.3.2 | Versuchsdurchführung..... | 45 |
| 3.4 | Versuchsauswertung..... | 46 |
| 3.4.1 | Tiefenlage der Drehachse und des Spannungsnullpunkts..... | 47 |
| 3.4.2 | Erddruckverteilung und Erddruckbeiwerte..... | 51 |
| 3.4.3 | Mobilisierung der Erddruckkräfte..... | 66 |
| 3.4.4 | Angriffshöhe der Resultierenden des Erddruckes..... | 71 |
| 3.4.5 | Mobilisierung des Erddruckneigungswinkels..... | 76 |
| 3.4.6 | Definition des Grenzzustands..... | 83 |
| 3.4.7 | Mindesteinbindetiefe bei Versuchsreihe II-B..... | 87 |
| 3.5 | Zusammenfassung der Versuchsergebnisse..... | 89 |
| 4 | Mobilisierungsfunktionen des Erddruckes..... | 91 |
| 4.1 | Lage der Drehachse und des Spannungsnullpunktes..... | 92 |
| 4.2 | Mobilisierungsfunktionen im Bereich 1..... | 93 |
| 4.3 | Mobilisierungsfunktionen im Bereich 2..... | 98 |
| 4.4 | Mobilisierungsfunktionen im Bereich 3..... | 99 |
| 4.5 | Mobilisierungsfunktionen im Bereich 4..... | 101 |
| 4.6 | Nachrechnung der eigenen Versuche..... | 105 |
| 5 | Berechnungsverfahren..... | 109 |
| 5.1 | Berechnungsverfahren mit verschiebungsabhängigem Lastansatz..... | 109 |
| 5.1.1 | Annahmen..... | 110 |
| 5.1.2 | Lösungsweg..... | 112 |
| 5.2 | Vereinfachtes Berechnungsverfahren..... | 116 |
| 5.2.1 | Annahmen..... | 116 |
| 5.2.2 | Lösungsweg..... | 117 |
| 5.3 | Vergleichsberechnungen..... | 122 |
| 6 | Zusammenfassung und Ausblick..... | 129 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 7 | Literaturverzeichnis | 133 |
| | Anhang A..... | 141 |
| A.1 | Versuchsreihe I..... | 141 |
| A.2 | Versuchsreihe II..... | 143 |
| A.2.1 | Versuchstechnik | 143 |
| A.2.2 | Versuchsauswertung..... | 146 |
| A.2.3 | Nachrechnung der eigenen Versuche | 153 |
| A.3 | Beispielberechnungen | 173 |
| | Anhang B..... | 185 |
| B.1 | Versuchsergebnisse anderer Autoren..... | 185 |

Bezeichnungen

Formelzeichen

| | |
|-----------|--|
| b | Breite |
| d_1 | Tiefenlage des Spannungsnullpunktes |
| d_2 | $d_2 = t - d_1$ |
| D | Lagerungsdichte |
| e | Erddruck im Grenzzustand |
| e' | mobilisierter Erddruck |
| E | Erddruckkraft |
| E' | mobilisierte Erddruckkraft |
| g | Erdbeschleunigung |
| h | Freistandhöhe einer Stützwand |
| H | Gesamthöhe einer Stützwand |
| i_1 | } Hilfsvariablen für das vereinfachte Berechnungsverfahren |
| i_2 | |
| I_D | bezogene Lagerungsdichte des Bodens |
| K | Erddruckbeiwert im Grenzzustand |
| K' | mobilisierter Erddruckbeiwert |
| \bar{K} | Mittelwert der gemessenen Erddruckbeiwerte im untersuchten Bereich |
| P_h | Horizontalkraft |
| r | bezogene Lage der Resultierenden |
| s | Verschiebung |
| t | Einbindetiefe der Stützwand |
| t_1 | Tiefenlage der Drehachse |
| t_2 | $t_2 = t - t_1$ |
| z | Tiefenordinate |
| z_i | Abstand des Meßdosenschwerpunktes zur Sandoberfläche |
| z_1 | Abstand der Maximalspannung zur Sandoberfläche im Bereich 1 |
| z_R | Lage der Resultierenden |

| | |
|----------------|---|
| α | Wandneigungswinkel bzw. Wandverdrehung |
| α_i | Wandverdrehung im untersuchten Zustand i |
| δ_{max} | Wandreibungswinkel |
| δ | Neigungswinkel des Erddruckes im Grenzzustand |
| δ' | mobilisierter Neigungswinkel des Erddruckes |
| $\bar{\delta}$ | Mittelwert der gemessenen Neigungswinkel des Erddruckes |
| φ | innerer Reibungswinkel des Bodens |
| γ | Wichte des Bodens |
| $\omega = h/H$ | Verhältnis der Freistandhöhe (h) zur Gesamthöhe (H) der Stützwand |
| η | Globaler Sicherheitsbeiwert gegen das Eintreten des Bruchzustandes |
| γ_G | Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung |
| γ_{EP} | Teilsicherheitsbeiwert für Erdwiderstand |

Indizes

| | |
|--------------|---|
| 0 | Ruhezustand |
| a | aktiver Zustand |
| <i>Bruch</i> | Bruchzustand bzw. maximal erreichter Wert |
| f | Wandfuß |
| g | infolge Bodeneigenlast |
| h | Horizontalkomponente |
| p | passiver Zustand |
| v | Vertikalkomponente |
| n | Normalkomponente |
| t | Tangentialkomponente |
| G | Grenzwert |
| I | Ausgangszustand |
| R | Resultierende |
| l | links |
| r | rechts |

1 Einleitung und Zielstellung

Die Wechselwirkung zwischen einer Stützwand und dem Boden ist trotz zahlreich vorhandener wissenschaftlicher Arbeiten noch immer Gegenstand der Forschung. Unsicherheiten bestehen vor allem bei der Ermittlung des stützenden Erddruckes, hinsichtlich Größe und Verteilung. Eine Verbesserung der Berechnungsansätze setzt verbesserte Kenntnisse zum Erddruck und deren Anwendung bei Standsicherheitsnachweisen voraus [37]. Die Bemessung solcher Bauwerke bezüglich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit erfolgt zur Zeit nicht auf Grund systematisch gewonnener Meßergebnisse, sondern mit Hilfe plausibler Näherungsansätze, wie z. B. das Verfahren von BLUM [18], [19].

Größe, Richtung und Verteilung des stützenden Erddruckes sind u. a. von den Kenngrößen des anstehenden Bodens, von der Art und dem Betrag der Wandbewegungen bzw. –verformungen sowie von der Rauigkeit der Wand abhängig [52], [57], [70]. Die nichtlineare Abhängigkeit des Erddruckes vom Verschiebungsbetrag (Bild 1.1) stellt eine weitere komplizierte Randbedingung bei der Ermittlung der Größe des Erddruckes dar.

Die vorhandenen Berechnungsverfahren von Stützwänden können in zwei Gruppen eingeteilt werden. Die erste Gruppe sind verformungsunabhängige, statische und kinematische Verfahren, wie das BLUMSche Verfahren aus dem Jahre 1931. Zur zweiten Gruppe gehören die verformungsabhängigen Verfahren wie das Steifemodul–, Bettungsmodulverfahren sowie die Finite–Elemente–Methode.

Bei den verformungsunabhängigen Verfahren kann die Abhängigkeit des Erddruckes von der Verschiebung nicht untersucht werden. Die Erddruckermittlung erfolgt nur für den Grenzzustand im Boden. Die Sicherheit gegen den Eintritt des Bruchzustandes wird durch die Abminderung des stützenden und die Erhöhung des belastenden Erddruckes gewährleistet (DIN 1054, [26]). Bei den verformungsabhängigen Berechnungsverfahren wird die Wechselwirkung zwischen Stützwänden und Boden durch die Berücksichtigung bestimmter Stoffgesetze für den Boden untersucht, so daß die Spannungen in Abhängigkeit von der Verformung ermittelt werden. Sie liefern im Gegensatz zu den verformungsunabhängigen Verfahren den Spannungs- Verformungszustand von Boden und Stützbauwerk für den untersuchten Lastfall.

Die Qualität und die Ergebnisse der Berechnung sind jedoch stark vom verwendeten Stoffgesetz abhängig [91].

In den letzten Jahren gelang es durch den Einsatz neuer Stoffgesetze, wie z. B. des Hypoplastischen Stoffgesetzes [39], [42], [45], in der Finite-Elemente-Methode, die Spannungen und Deformationen bei den numerischen Verfahren realistischer als zuvor zu prognostizieren. Jedoch hängt die Genauigkeit dieser Berechnung entscheidend von der Bestimmung der Stoffparameter ab, die aufwendige Untersuchungen erfordert. Vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen des Anwenders sind ebenfalls eine wichtige Voraussetzung. Die in der Praxis vorwiegend zu lösenden Aufgaben rechtfertigten diesen Aufwand oftmals nicht. Es wird deshalb oft auf stark vereinfachte Berechnungsverfahren mit statischem Lastansatz zurückgegriffen.

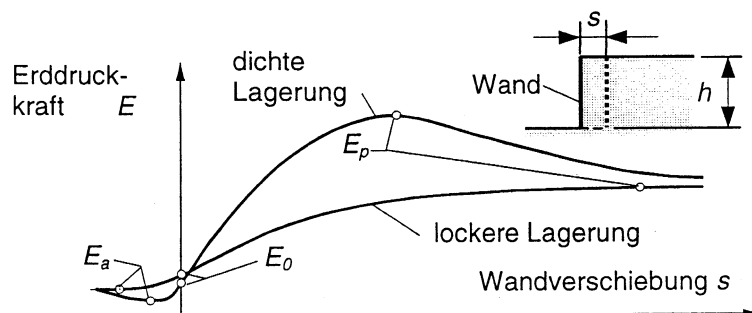


Bild 1.1: Mobilisierung der Erddruckkraft in Abhängigkeit von der Wandverschiebung [29]

In der vorliegenden Arbeit soll auf der Grundlage von Beobachtungen in Modellversuchen und unter Berücksichtigung der vorhandenen Kenntnisse ein statisches Berechnungsverfahren für starre nicht verankerte Stützwänden in kohäsionslosem Boden entwickelt werden. Das Ziel des neuen Berechnungsansatzes besteht darin, ein Verfahren zur wirtschaftlichen und gleichzeitig sicheren Bemessung der Stützkonstruktionen zu entwickeln. Das Spannungs-Verschiebungsverhalten im Gebrauchs- und Grenzzustand soll dabei wirklichkeitsnah wiedergegeben werden. Die nichtlineare Abhängigkeit der Mobilisierung des Erddruckes von der Art der Wandbewegung und von der Größe der relativen Bewegung zwischen Boden und Stützwand soll bei dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren auch berücksichtigt werden. Dazu war es erforderlich, Versuche mit verbesserter Meßtechnik gegenüber den in der Literatur vorgestellten Modellversuchen durchzuführen. Die eingesetzte Meßtechnik erlaubte die Erfassung der Verteilung der normalen und tangentialen Spannungen mit feiner Auflösung und hoher Genauigkeit. Dabei sollen die großen Abmessungen der Modellwand und des Versuchskastens, s. Abschnitt 3.3.1, die nachteiligen Einflüsse reduzieren, die sich meist aus dem Maßstabeffekt ergeben.

2 Kenntnisstand

Von COULOMB wurde im 18. Jahrhundert eine Erddrucktheorie entwickelt, die trotz der im Laufe der Zeit gesammelten Erfahrungen noch heute breite Anwendung findet. Eine grundlegende Voraussetzung ist die Annahme ebener Gleitflächen.

Untersuchungen haben gezeigt, daß die Annahme ebener Gleitflächen für die Bestimmung des aktiven Erddruckes in den meisten Fällen genügend genaue Ergebnisse liefert. Für den passiven Erddruck kann im Regelfall die Gleitfläche im Boden selbst als grobe Näherung nicht als Ebene angenommen werden. Er sollte deshalb unter dem Ansatz gekrümmter Gleitflächen berechnet werden.

Die theoretisch unendlich lange Stützwand wird im allgemeinen als ebenes Erddruckproblem betrachtet. Man unterscheidet die kinematischen Methoden mit Bruchmechanismen, die diskrete Gleitflächen verwenden (COULOMB, TERZAGHI) und die statischen Methoden mit Bruchzonen, in denen die MOHR–COULOMBSche Grenzbedingung erfüllt (Erddrucktheorie von RANKINE) wird. In beiden Fällen wird im Boden örtlich der plastische Grenzzustand vorausgesetzt, entweder auf diskreten Gleitflächen oder in größeren Bruchzonen. Die Größe der zu diesem Bruchzustand gehörenden Deformation bleibt dabei unbestimmt [69].

Der gegenwärtige Kenntnisstand zur Theorie des Erddruckes entspricht im wesentlichen dem Inhalt der DIN 4085-2004 [29].

2.1 Bisher durchgeführte Modellversuche

Ein wichtiges Hilfsmittel zur Entwicklung und Überprüfung der Erddrucktheorien sind Modellversuche. Wegen ihrer großen Aussagekraft liegen mittlerweile umfangreiche Ergebnisse von Modellversuchen vor.

Seit den siebziger Jahren des letzten Jahrhunderts wird auch die Zentrifugentechnik eingesetzt. Dabei können Versuche mit n -facher Erdbeschleunigung durchgeführt werden. Das Ziel besteht u. a. darin, einige Maßstabeffekte zu minimieren wie z. B. das niedrige Spannungsniveau bei den $1g$ -Modellversuchen. Nachteil dabei stellen die meist sehr kleinen Modelle und die Kompliziertheit bei der Versuchsbeobachtung dar.

Die 1-g-Modellversuche haben deshalb ihre Bedeutung gegenüber den aufwendigen und unflexiblen Versuchen in der Zentrifuge nicht verloren.

Die Erfassung des Erddruckes ist auf unterschiedlichen Wegen möglich. OHDE und TERZAGHI haben die Wandbewegungen mit Weg- und die resultierenden Kräfte mit Kraftmessvorrichtungen registriert. OHDE [65] hat sogar die Verteilung des aktiven Erddruckes mit den sogenannten Reibungskraftmessern messen können. TSCHBOTARIOFF [81] nutzte bei seinen großmaßstäblichen Modellversuchen erstmals Dehnmeßstreifen zur Erfassung des Biegemomentes einer erddruckbelasteten Wand, über welche er den Erddruck ableitete. ROWE [72] untersuchte steife und biegeeweiche Wände, wobei er den Erddruck direkt mit Meßdosen gemessen hat. Beide Meßprinzipien werden bis heute angewendet.

Die Entwicklung der Rechentechnik hat dazu beigetragen, daß große Datenmengen in kurzer Zeit erfaßt und ausgewertet werden können. Dadurch können die Aussagen der Versuche erheblich verbessert werden.

Die in diesem Abschnitt dargestellten Modellversuche werden in Abschnitt 3.4 diskutiert und mit den eigenen Modellversuchen verglichen. Versuche anderer Wissenschaftler, die für die vorliegende Arbeit von Interesse sind, wie die Versuche von TERZAGHI [79], OHDE [65], TSCHBOTARIOFF [81], LYNDON & PEARSON [58] und KING [51] werden in diesem Abschnitt nicht ausführlich dargestellt. Diese werden jedoch in der Arbeit zum Vergleich herangezogen. Arbeiten, die nur Untersuchungen zu flexiblen Stützwänden enthalten, wie die Arbeiten von SCHÜRMAN [75] oder KREMER [53], können nur begrenzt beachtet werden.

2.1.1 Versuche von KREY (1936)

KREY [54] hat kleinmaßstäbliche Versuche durchgeführt. Die Versuche dienten Demonstrationzwecken und zur Nachprüfung der theoretischen Überlegungen. Der Versuchskasten hatte die Abmessungen $l = 0,60$ m, $b = 0,12$ m und $h = 0,25$ m. Für die Modellwand betragen die Abmessungen $h = 0,25$ m und $b = 0,12$ m. Der Versuchsboden war trockener Sand.

Bei den Versuchen wurde nachgewiesen, daß der stützende Erddruck im Grenzfall stets kleiner ist als der nach der klassischen Erddrucktheorie von COULOMB ermittelte.

Die Richtung des Erddruckes, die sich aus den theoretischen Überlegungen ergibt, wurde durch die Versuche bestätigt. Obwohl die tangentialen Kräfte nicht gemessen wurden, hat KREY weiterhin festgestellt, daß der Neigungswinkel des stützenden Erddruckes entlang der

Tiefe bei den Versuchen mit Fußpunktdrehung nicht in gleicher Größe mobilisiert wird. Die Richtung des Erddruckes ändert sich am Fußpunkt. Diese Überlegung wurde später von FOURIE & POTTS [34] bestätigt. Bei den Aushubversuchen lag der Drehpunkt einer unverankerten Wand im Grenzzustand bei 0,7 der Einbindetiefe t .

2.1.2 Versuche von ROWE & PEAKER (1951 und 1965)

ROWE [72] führte Modellversuche zur Ermittlung des Erdruhedrucks und des aktiven sowie passiven Erddruckes für verschiedene Wandbewegungsarten durch. Als Modellboden wurde feiner Sand lagenweise eingebaut und verdichtet. Je nach Verdichtungsgrad variierte der Reibungswinkel des Bodens zwischen 30° bis 41° . Für die im Boden eingespannte Wand betrug das Verhältnis der Freistandhöhe h zur Gesamthöhe H im Grenzzustand (Bild 2.15) $\omega = 0,7$ und zwar unabhängig von der Lagerungsdichte des Bodens. Die festgestellte parabolische Verteilung des stützenden Erddruckes (Bild 2.1), war unabhängig von ω aber abhängig vom Verdrehungsgrad und der Dichte des Bodens.

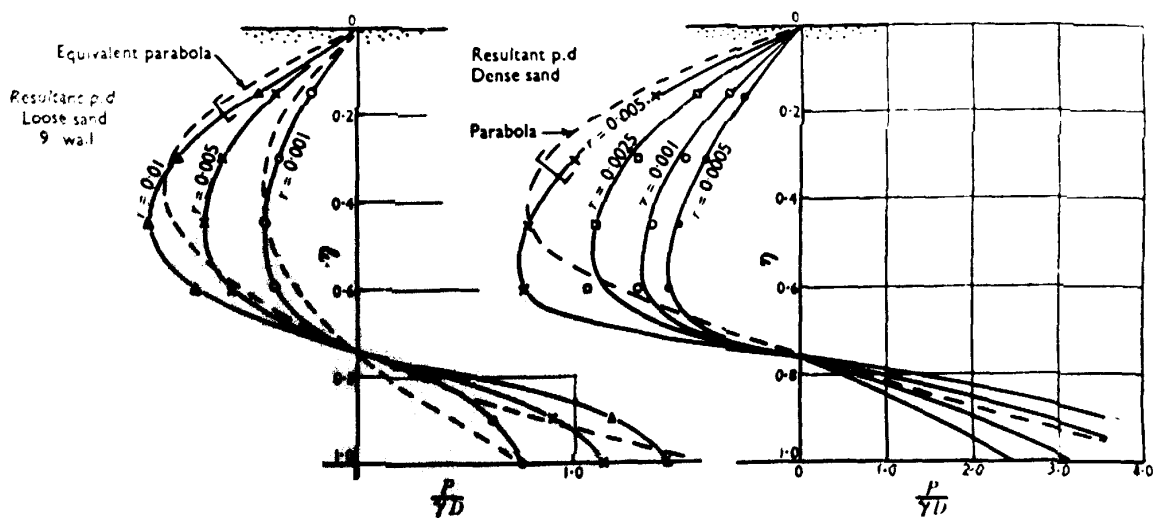


Bild 2.1: Erddruckverteilung an einer im Boden eingespannten Wand nach ROWE [72]

Für $\omega \geq 0,45$ bewegte sich der beobachtete Erddruckbeiwert K_p direkt unter der Sohle in der Größenordnung des theoretischen Wertes bei voller Wandreibung. Mit fortschreitendem Aushub erfolgte eine Zunahme des Bereiches in dem der volle widerstehende Erddruck mobilisiert wurde. Im Moment des Versagens der Wand näherte sich die im Versuch beobachtete Erddruckfigur der klassischen dreieckförmigen Verteilung an. Mit Hilfe der Versuchsergebnisse hat ROWE ein Verfahren für die Berechnung von Stützwänden hergeleitet, welches im Abschnitt 2.2.3 dargestellt wird.

Zusätzliche Versuche von ROWE & PEAKER [73] dienten dazu, die passiven Erddruckbeiwerte sowie die Erddruckneigungswinkel in Abhängigkeit von der Beschaffenheit der Wandoberfläche zu ermitteln. Die Abmessung der Versuchsanlage (Bild 2.2) betrug $l = 4,27$ m, $b = 2,74$ m und $h = 0,70$ m.

Die Modellwand bestand aus drei nebeneinander platzierten Teilwandelementen. Bei der Modellwand waren $h = 0,46$ m und $b = 1,83$ m. Der Modellboden war trockener Quarzsand. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Das Eigengewicht der Wand konnte durch eine federgelagerte Aufhängung eliminiert werden.

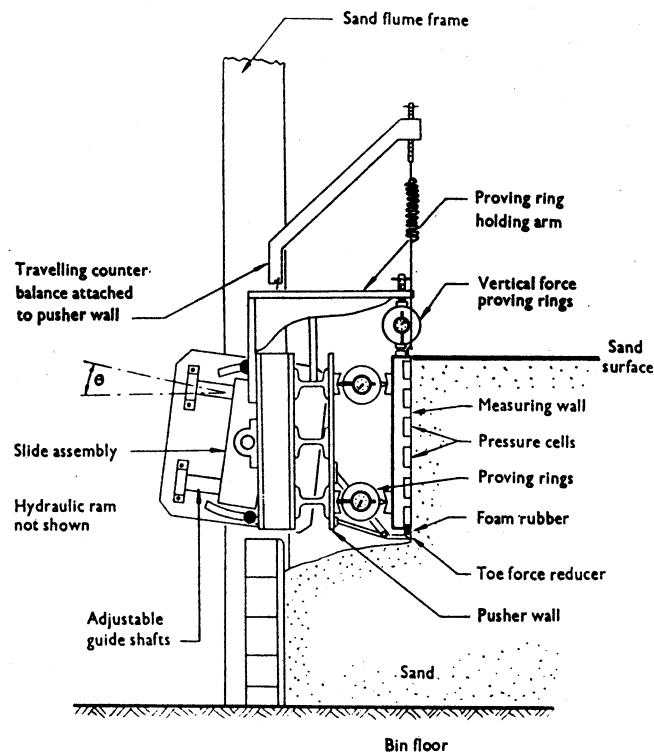


Bild 2.2: Versuchsanlage von ROWE & PEAKER [73]

Um Lage und Form der Gleitfläche genau zu erfassen, sind in den Sand in regelmäßigen Abständen weiße Sandsäulen eingebaut worden. Nach Abschluß eines Versuches wurde der Sand lagenweise ausgehoben und die Verformung in den Sandsäulen aufgezeichnet.

2.1.3 Versuche von ROSCOE (1970)

Die Versuche von ROSCOE [71] wurden für die Ermittlung des passiven Erddruckes für Kopf- und Fußpunktdrehung durchgeführt. Die Versuchsanlage hatte die Abmessungen $l = 2,4$ m, $b = 2,25$ m und $h = 1,5$ m. Die Breite der Modellwand betrug $b = 2,25$ m, ihre Höhe $h = 0,33$ m. Zur Erfassung des Erddruckes wurden in die mit Sandpapier beklebte Modell-

wand 18 Druckmeßdosen eingebaut. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Die Vertikalbewegung ist durch eine unverschiebliche Achse verhindert worden.

Als Versuchsmaterial wurde trockener Sand benutzt. Die Verformungen im Sand wurden durch Anordnung von Bleikugeln und Aufnahmen mit Röntgenstrahlen verfolgt. Die Verteilung des Erddruckes (Bild B.9) sowie die Erddruckneigung (Bild B.12) entlang der Wand werden in Abhängigkeit des Verschiebungsbetrags angegeben [71].

2.1.4 Versuche von BRANSBY und MILLIGAN (1975)

Bei diesen Versuchen handelt es sich um kleinmaßstäbliche Modellversuche [20], [60] mit der Zielstellung, die Bodenverformung in der Nähe von flexiblen und starren Spundwänden sowie die Beeinflussung auf die Nachbarbebauungen zu untersuchen. In den Modellversuchen wurden die Verformungen im Sand und die Wandverformungen mit Röntgenstrahlen gemessen. Dafür wurden Bleikugeln im Sand angeordnet.

Die Versuche wurden in lockerem sowie in dichtem Sand durchgeführt. Der Versuchskasten hatte die Abmessungen $l = 0,738$ m, $b = 0,137$ m und $h = 0,375$ m. Die Abmessung der Modellwand aus Edelstahl betrug $h = 0,3$ m und $b = 0,137$ m mit unterschiedlichen Dicken. Die Versuche erfolgten bei rauher und bei glatter Wandoberfläche, wobei die Rauhgigkeit mit Hilfe von angeklebten Sandpapier variiert wurde.

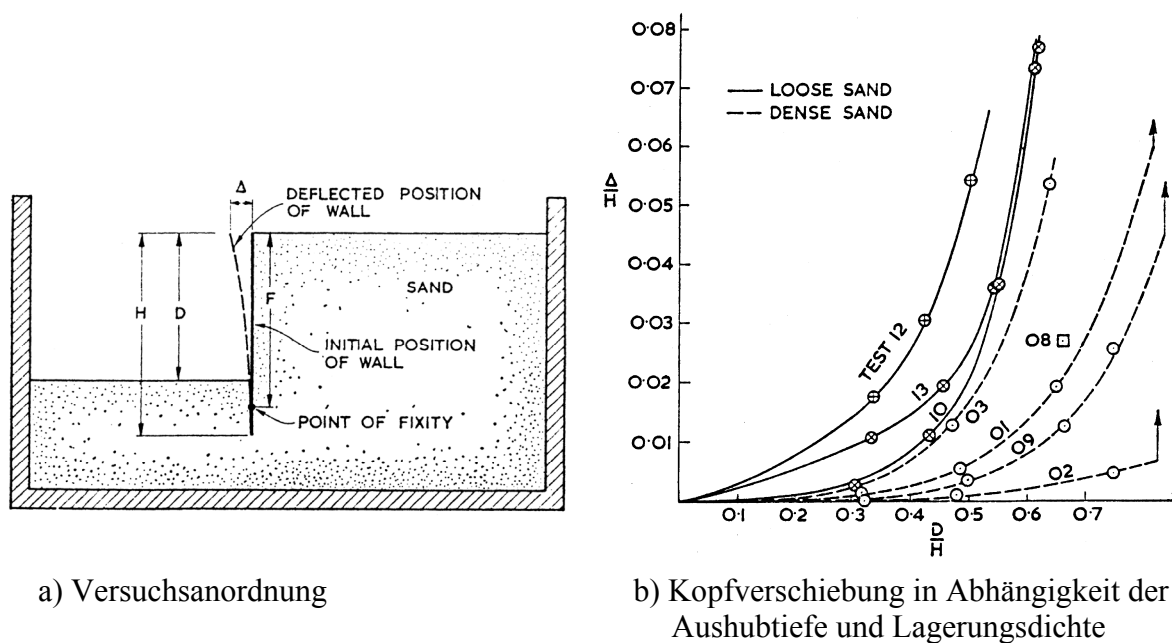


Bild 2.3: Versuche von BRANSBY und MILLIGAN [60]

Der Aushub (Bild 2.3) wurde in den Versuchen simuliert. Die Versuche mit starren Wänden liefern im Gegensatz zu flexiblen Wänden einen eindeutigen Bruchzustand, wobei die Dichte des Bodens eine wichtige Rolle spielt.

Während im lockeren Sand sehr große Verformungen bis zum Erreichen des Bruchzustands eintraten, waren die Verformungen im dichten Sand eindeutig kleiner (Bild 2.3 b). Das Verformungsverhalten des Sandes blieb während des Versuches gleich.

In der aktiven Zone hinter der Wand wurden Verformungen in einem Bereich festgestellt, der durch eine unter 63° geneigten Linie begrenzt ist (Bild B.28). Mit zunehmendem Aushub wurde der Bereich größer, hat jedoch seine Form nicht verändert.

2.1.5 Versuche von LAUMANS (1976)

LAUMANS [57] hat den Einfluß des nichtlinearen Stoffverhaltens auf die Spannungen und Verschiebungen im Sand mit Hilfe von Modellversuchen und numerischen Berechnungen (FEM) untersucht.

Der Versuchskasten besaß die Abmessungen von $l = 2,04$ m, $b = 1,2$ m und $h = 1,15$ m. Die Modellwand mit den Abmessungen $h = 0,8$ m und $b = 1,2$ m wurde zur Erddruckmessung in zwei Wandtafeln mit jeweils zehn waagerechten Lamellen unterteilt. Die Einleitung der Horizontalkraft erfolgte mit Pendelstäben. Die Modellwand ist durch Abhängung an einem beweglichen Seilzug (Bild 2.4) gewichtslos gehalten worden. Die Lage der Drehachse konnte sich frei im Boden ausbilden. Die Versuche wurden sowohl für glatte als auch für rauhe Oberflächen durchgeführt, wobei der verwendete trockene Modellboden als Mittelsand (SE) nach DIN 18196 einzustufen ist.

Die Versuche erfolgten mit unterschiedlichen Lagerungsdichten. Die Wichte des Bodens γ liegt zwischen 16 und 16,5 kN/m³.

LAUMANS stellte fest, daß der qualitative Erddruckverlauf bei lockerer und bei dichter Lagerung annähernd gleich sind. Eine lineare Erddruckzunahme, wie sie in der allgemeinen Erddrucktheorie vorausgesetzt wird, stellte sich auch bei großen Verschiebungen nur im oberen Wanddrittel ein. Beim Vergleich der gemessenen und der errechneten Erddrücke nach COULOMB, hat LAUMANS in der Nähe der Sandoberfläche größere Erddrücke gemessen [57].

Die Versuche liefen weggesteuert bis zu einer Neigung der Wand von $4^\circ - 4,5^\circ$. Die Vor-schubgeschwindigkeit betrug dabei 0,5 mm/min. Über die gesamte Versuchsdauer wurden 30

Meßzyklen durchgeführt von jeweils 2 Minuten Dauer. Während der Aufzeichnung der Meßwerte wurde der Wandkopf jeweils um 1 mm ausgelenkt.

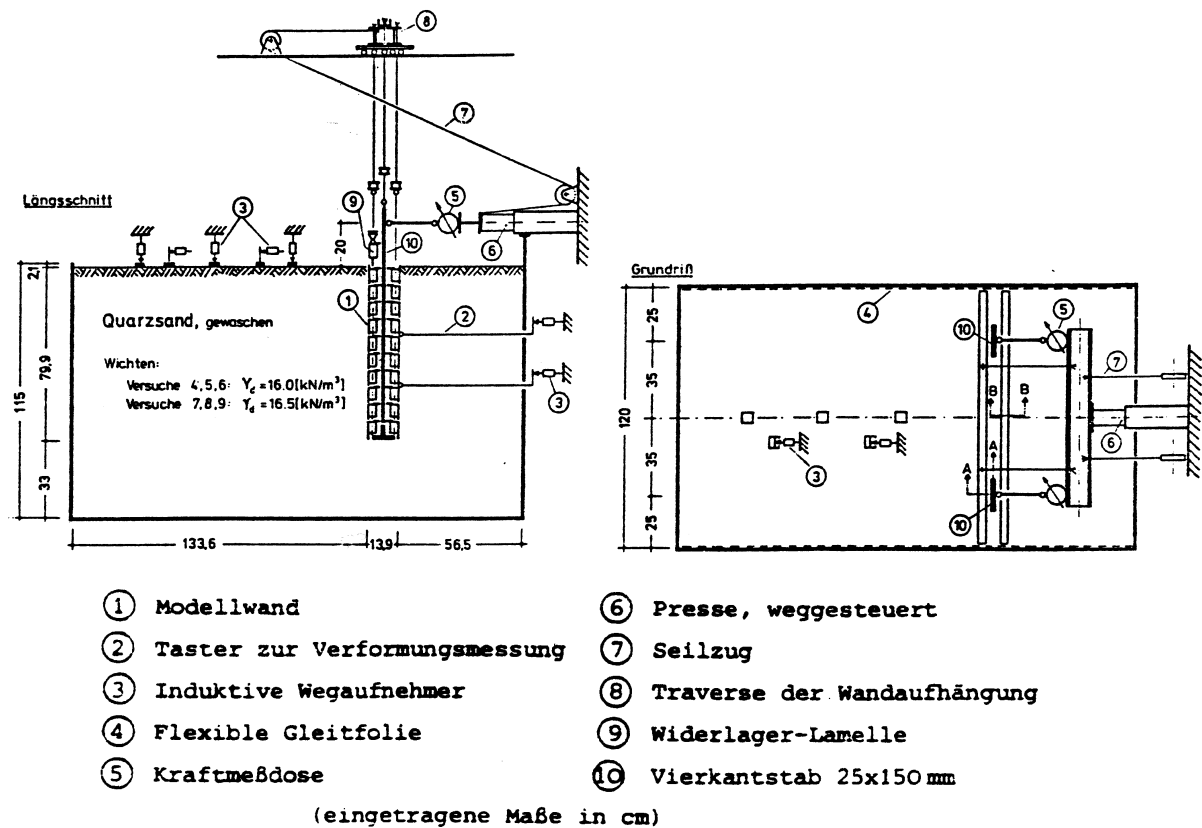


Bild 2.4: Versuchsanordnung von LAUMANS [57]

2.1.6 Versuche von VOGT (1984)

VOGT [83] hat den Erddruck auf Schleusenammerwände untersucht, dabei wurde die Beanspruchung durch wechselnde Wasserstände und Temperatureinflüsse berücksichtigt.

In seiner Arbeit hat VOGT Messungen an bestehenden Schleusen vorgestellt. Weiterhin hat er großmaßstäbliche Modellversuche an einer mit Sand hinterfüllten Wand und kleinmaßstäbliche Versuche an einer mit Kohlestäbchen hinterfüllten Wand durchgeführt. Für die großmaßstäblichen Versuche wurde eine 4 m hohe und 9 m lange Wand aus Stahlbetonfertigteilen eingesetzt (Bild 2.5 a). Die eigentlichen Erddruckmessungen erfolgten an den drei mittleren Wandteilen [83].

Bei den kleinmaßstäblichen Versuchen wurde eine 0,5 m hohe und 0,05 m breite Wand verwendet.

Die Erddruckmessung (Bild 2.5 b) erfolgte durch mit Dehnungsmeßstreifen beklebte Metallringe, dabei konnte nur die Normalspannung erfaßt werden. Bei beiden Versuchsarten handelt es sich um starre Wände.

VOGT beschreibt die Mobilisierung des Erddruckes im Boden in Abhängigkeit von der relativen Wandverschiebung. Dabei werden Vorschläge für die Ermittlung des passiven Erddruckes bei monotonen und zyklischen Wandbewegungen unterbreitet.

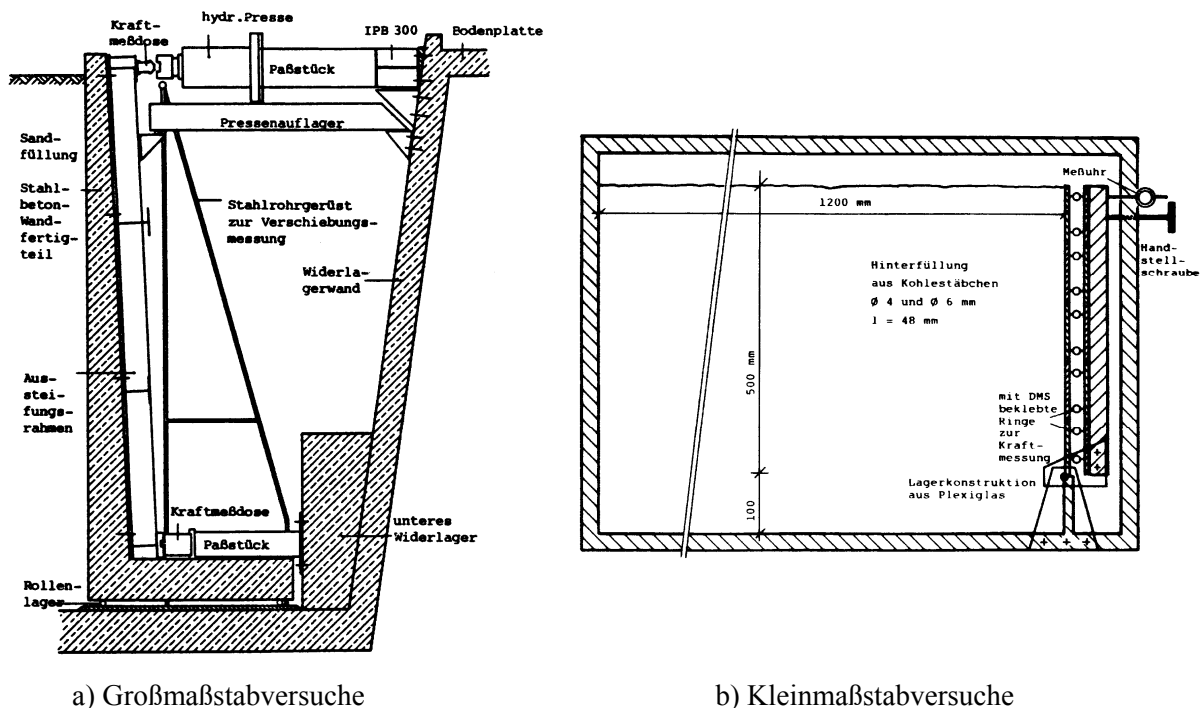


Bild 2.5: Versuchsanordnung von VOGT [83]

2.1.7 Versuche von RAUH (1991)

RAUH [70] hat Modellversuche mit eingespannten durchgehenden und aufgelösten Wänden durchgeführt. Dem Einfluß der Böschungen (Bild 2.6) auf das Tragverhalten des Systems wurde dabei besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Der Versuchskasten hatte die Abmessungen $l = 1,4$ m, $b = 1,2$ m und $h = 0,4$ m oder $l = 1,8$ m, $b = 1,8$ m und $h = 0,6$ m je nach Versuchsreihe. Die Modellwand war eine mit Sandpapier beklebte Aluminiumplatte und die Einbindetiefe variierte zwischen 0,3 m bis 0,5 m.

Als Versuchsboden ist trockener enggestufter Mittelsand verwendet worden. Der Einbau erfolgte durch lagenweise Einregnung des Sandes, dabei wurde eine konstante Fallhöhe von 1,50 m beibehalten.

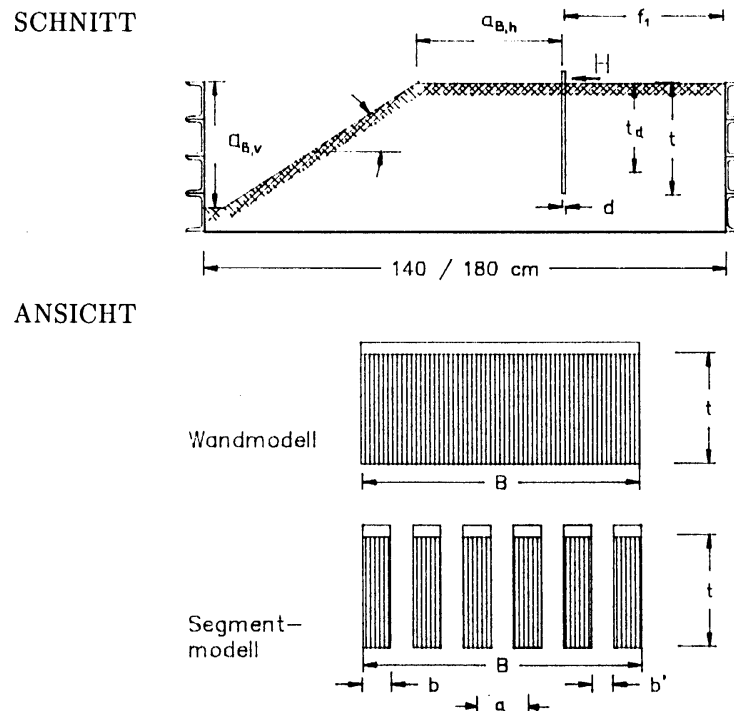


Bild 2.6: Versuchsanordnung von RAUH [70]

Die Belastung wurde mit horizontalen, verschieblichen Stäben erzeugt. An der Belastungseinrichtung wurden die Kraft und der Weg gemessen. Die Verformung der Modellwand wurde mit 5 Extensometern während des Versuches registriert. Die Bodenverformungen wurden mit dünnen, horizontalen Markierungsschichten und der Anordnung von Aluminiumkügelchen vermessen. Die Verformungen im Bruchzustand (Bild B.27) wurden detailliert für verschiedene Fälle grafisch aufbereitet und dargestellt.

RAUH hat Berechnungsansätze für die Bruchlast auf Grund der Beobachtung von Bruchmechanismen mit verschiedenen Starrkörpermechanismen erarbeitet.

2.1.8 Versuche von MAO (1993)

MAO [59] untersuchte mit Hilfe von kleinmaßstäblichen Modellversuchen den stützenden Erddruck für den ebenen Fall im Gebrauchs- und im Bruchzustand in Abhängigkeit von Wandbewegungsarten, Erddruckneigungswinkel, Sättigungsgrad und Lagerungsdichte.

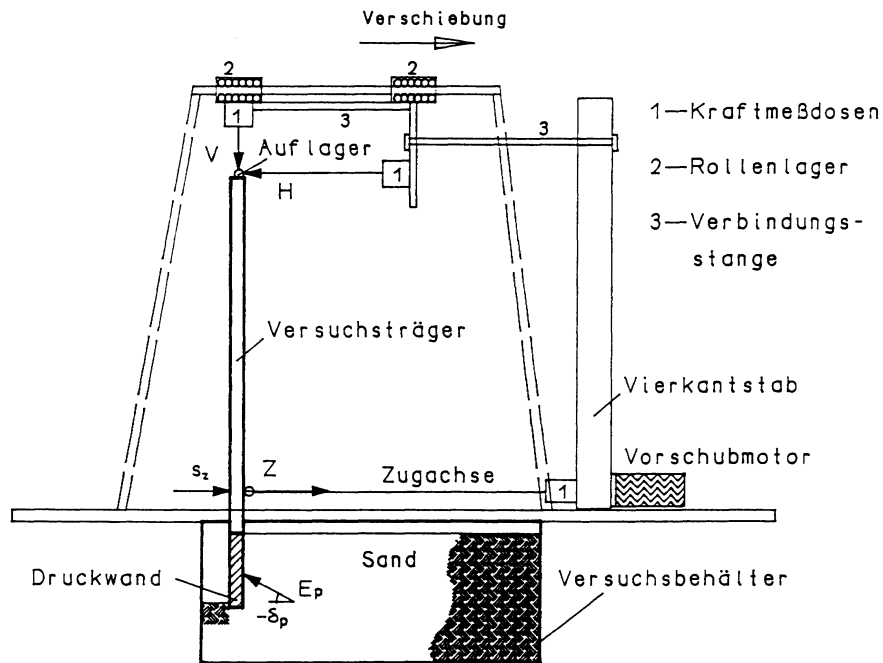


Bild 2.7: Versuchsanlage von MAO [59]

MAO benutzte einen Versuchsstand (Bild 2.7) mit den Abmessungen von $l = 0,775$ m $b = 0,198$ m und $h = 0,5$ m. Die Modellwandhöhe betrug 0,1 m bis 0,25 m.

Als Versuchsboden fand Karlsruher Mittelsand mit Lagerungsdichten von $D = 0,35$ bis 0,80 Verwendung, wobei die Rauigkeit der Wandoberfläche mit Hilfe von Sandpapier variiert wurde. Die Versuche wurden mit behinderter sowie mit unbehinderter Vertikalbewegung durchgeführt. Die Reduzierung der Seitenreibung erfolgte durch Anbringen einer Gleitschicht. Gemessen wurden die resultierende horizontale und die vertikale Erddruckkraft sowie Wandverdrehung und vertikale Verschiebung.

Aufgrund des geringen Spannungsniveaus, resultierend aus den kleinen Modellabmessungen, spielt der Maßstabeffekt bei den Versuchen eine große Rolle.

MAO hat Vorschläge für die Berechnung des stützenden Erddruckes aus ihren Versuchen abgeleitet.

2.1.9 Versuche von FANG, CHEN, WU (1994)

Bei den Versuchen von FANG, CHEN, WU [33] wurde der stützende Erddruck auf vertikale starre Wände ohne Auflast für verschiedene Wandbewegungen und verschiedene hoch- bzw. tiefliegende Drehpunkte der Wand (Bild 2.8) untersucht.

Mit dem Parameter n (n -fache der Wandhöhe) wurde die Lage des Drehpunkts definiert. Bei $n = 0$ liegt die Drehachse am Fuß- oder Kopfpunkt der Modellwand.

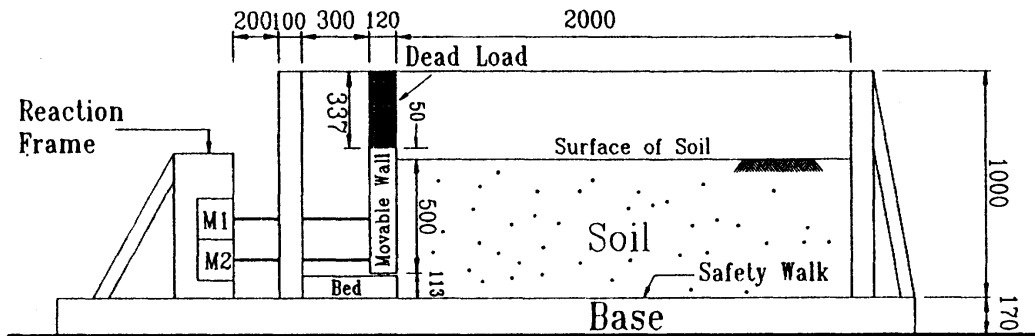


Bild 2.8: Versuchsanlage von FANG, CHEN, WU [33]

Der Versuchskasten hatte die Innenabmessungen $h = 1$ m, $b = 1$ m und $l = 2$ m. Die Abmessungen der Versuchswand betragen $h = 0,5$ m, $b = 1$ m und $d = 0,12$ m.

Die Oberfläche der Versuchswand bestand aus Stahl. Als Modellboden kam trockener „Ottawa Sand“ zum Einsatz. Die Versuche erfolgten mit locker gelagertem Sand mit einer Wichte $\gamma = 15,50$ kN/m³, so daß ein Reibungswinkel $\varphi \approx 31^\circ$ für alle Versuche zugrunde gelegt werden konnte.

Die Seitenreibung wurde durch die Anordnung einer Gleitschicht verringert. Mit der eingesetzten Versuchstechnik konnte die Tangentialkomponente des Erddruckes nicht gemessen werden. Folglich konnten auch keine Aussagen zur Größe des Erddruckneigungswinkel erhalten werden.

2.1.10 Versuche von BESLER (1998)

BESLER [15] führte Versuche mit biegeweichen und starren Wänden durch, bei denen die Lagerbedingungen des Wandfußes und das Verformungsverhalten von gestützten Baugrubenwänden untersucht wurde (Bild 2.9).

Ziel der Versuche war die Kontrolle der im Rahmen seiner Dissertation dargestellten Bettungsansätze. Versuchsparameter waren dabei die Biegesteifigkeit der Modellwände, der Erddruckneigungswinkel und die Lagerungsdichte, die von $D = 0,42$ bis $0,85$ variiert wurde. Der Versuchskasten hatte die Abmessungen $l = 1,4$ m, $b = 0,25$ m und $h = 0,8$ m. Die Versuchswände bestanden aus Stahl mit verschiedenen Dicken. Als Versuchsboden wurde enggestufter trockener Mittelsand benutzt.

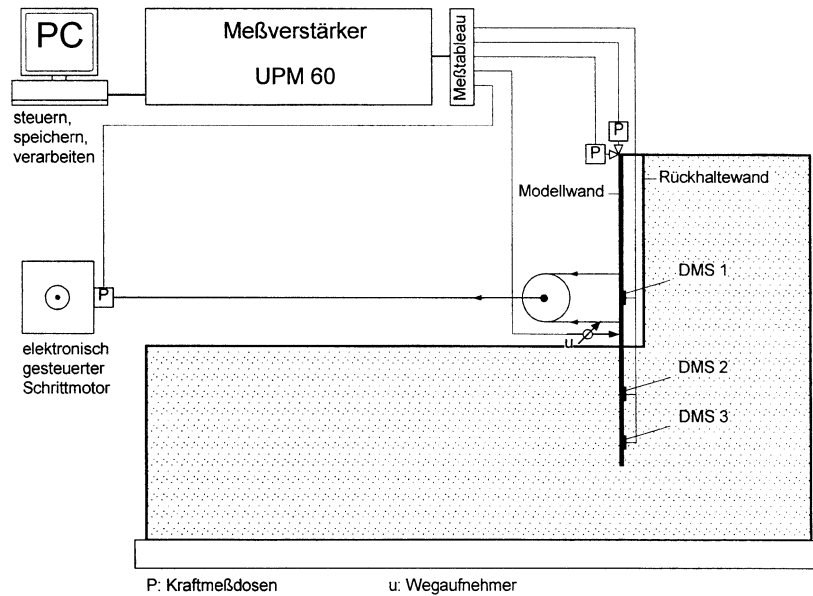


Bild 2.9: Versuchsanlage von BESLER [15]

BESLER hat Berechnungsvorschläge [14], [15] für die Erddruckverteilung an Stützwänden auf der Basis von nichtlinearen Bettungsansätzen angegeben.

2.1.11 Versuche von BICA & CLAYTON (1998)

Die Versuche von BICA und CLAYTON [17] sollten in erster Linie Klarheit über den Erddruck sowie die Wirkungsrichtung der tangentialen Erddruckkräfte unterhalb der Drehachse liefern. Der Versuchskasten hatte die Abmessungen $l = 1,22$ m, $b = 0,33$ m und $h = 0,47$ m. Die Modellwand bestand aus Stahl und hatte die Abmessungen $h = 0,35$ m, $b = 0,33$ m.

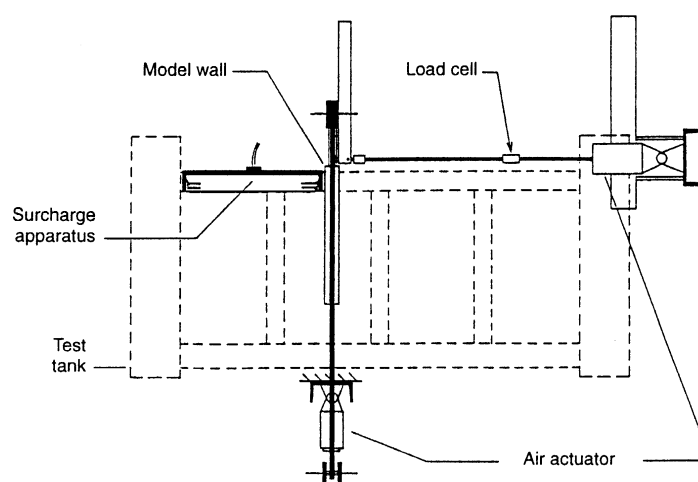


Bild 2.10: Versuchsaufbau bei BICA / CLAYTON [17]

Zur Simulation eines Geländesprungs ist auf der „hinterfüllten“ Seite ein Luftkissen (Bild 2.10) angebracht worden.

Die normalen und tangentialen Spannungen wurden mit zwölf Kraftmeßdosens gemessen. Als Versuchsparameter wurden die Lagerungsdichte und die Wandrauigkeit variiert. Bei den Versuchen wurde festgestellt, daß der gemessene stützende Erddruck unterhalb der Drehachse kleiner ist als der berechnete Erddruck. Begründet wurde dies mit dem, im diesem Bereich, nach unten gerichteten Erddruckneigungswinkel.

Die Drehachse lag unabhängig von der Lagerungsdichte oder Oberflächenrauigkeit der Wand im Bruchzustand bei ca. 3/4 der Einbindetiefe. In der Arbeit befinden sich weiterhin Diagramme zur Vorbemessung von Spundwänden (Bild B.7).

Auf Grund des kleinen Maßstabs und der geringen Anzahl der Meßpunkte ist die Auswertung der Meßergebnisse insbesondere unterhalb der Drehachse wenig aussagekräftig.

2.1.12 Versuche von BARTL (2003)

BARTL untersuchte den stützenden Erddruck für verschiedene Wandbewegungsarten im ebenen Fall. Mit Hilfe der Versuche wurden Detailuntersuchungen zum stützenden Erddruck [9] bis [13] durchgeführt. Mögliche Versuchsarten waren Wandbewegungen mit Parallelverschiebung, Drehung um eine festgelegte Achse und kombinierte (überlagerte) Bewegungsabläufe, wobei die Modellwand vertikal nicht verschieblich war.

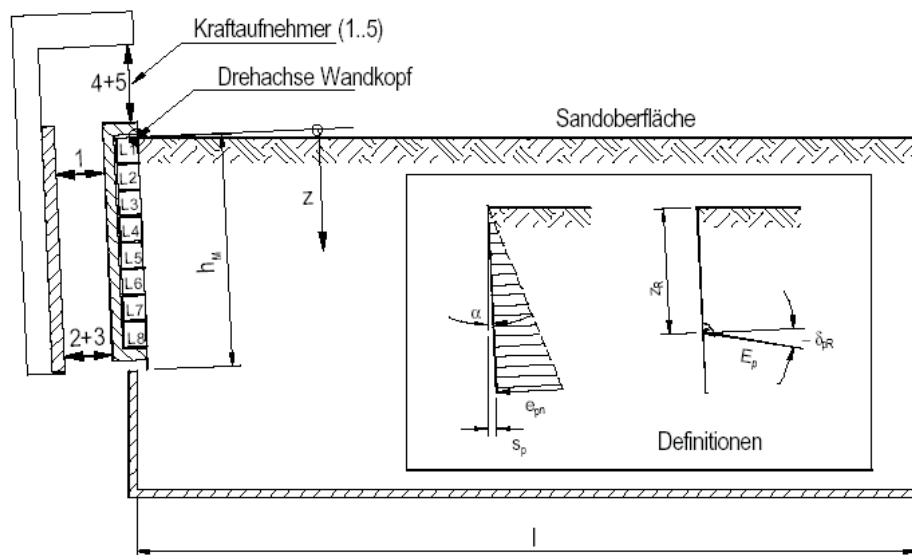


Bild 2.11: Verwendete Versuchsanlage vom BARTL, Ig-Versuch mit Kopfpunktdrehung

Der Versuchsstand (Bild 2.11) hatte die Abmessungen $h = 0,86$ m, $b = 1$ m und $l = 1,8$ m. Bei der Modellwand handelt es sich um eine normal und tangential gestützte starre Wand mit den Abmessungen $h = 0,564$ m und $b = 1$ m.

Die Modellwand war mit Meßdosen (Meßlamellen) belegt, so daß die Verteilung der Normal- und Tangentialkomponente des passiven Erddruckes über die Wandhöhe mit ausreichender Genauigkeit erfaßt werden konnte. Die Meßdosen wurden am Institut für Geotechnik der TU-Dresden entwickelt. Der Aufbau der Meßdosen ist im Bild 2.12 dargestellt. Insgesamt wurde die Modellwand mit 8 Meßdosen belegt. Die Messung erfolgte im mittleren Wandbereich mit einer Breite von 0,4 m, um die Randeinflüsse möglichst auszuschalten. Die resultierende Erddruckkraft der Meßwand wurde zusätzlich mit 3 Normal- und 2 Tangentialkraftaufnehmern erfaßt.

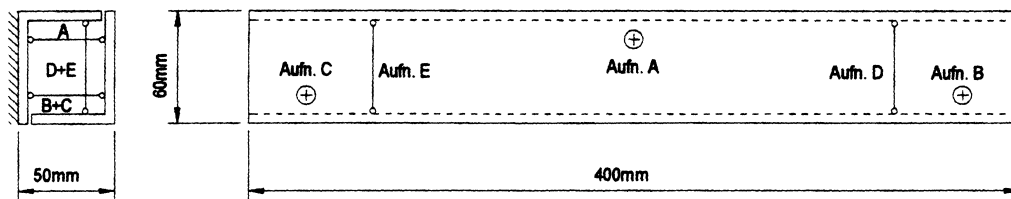


Bild 2.12: Aufbauprinzip der Meßdosen [10]

Der verwendete Versuchsboden ist trockener Mittelsand mit der Bezeichnung „Dresdner Hellersand 93“. Bei den Versuchen wurden die Lagerungsdichte des Bodens sowie die Beschaffenheit der Wandoberfläche (Folie, poliertes Aluminium und Sandpapier) variiert. Der Einbau des Bodens erfolgte mit dem Sandregenverfahren.

Zusätzlich zu den 1-g-Modellversuchen wurde der Einfluß der Maßstabeffekte insbesondere des Spannungsniveaus mit Hilfe von Zentrifugenversuchen [13] an der Universität für Bodenkultur Wien untersucht. Dabei wurde festgestellt, daß die Beschaffenheit der Wandoberfläche im untersuchten Rauheitsbereich keinen Einfluß auf die Größe, Richtung und die Angriffshöhe der passiven Erddruckkraft hat. Der Betrag des Normalanteils der passiven Erddruckkraft nimmt mit zunehmender Beschleunigung ab. Es konnte festgestellt werden, daß die Beschleunigung einen geringen oder keinen Einfluß auf die Angriffsrichtung und Angriffshöhe der passiven Erddruckkraft und die Bruchkörperlänge hat. Weiterhin steigt der Betrag der Grenzverschiebung mit der Beschleunigung leicht an.

BARTL gibt Vorschläge für die Berechnung der mobilisierten Erddruckkraft [13] für unterschiedliche Bewegungsarten an.

2.2 Bekannte Berechnungsverfahren

Die Entwicklung erster Berechnungsverfahren für Stützwände geht zurück zum Anfang des 20. Jahrhunderts. BLUM und KREY entwickelten unabhängig voneinander Berechnungsverfahren für Spundwände auf der Grundlage von Gleichgewichtsbedingungen [18], [54]. Der Ansatz des passiven Erddruckes basiert auf den klassischen Erddrucktheorien von COULOMB. Diese enthalten jedoch Vereinfachungen bezüglich des mobilisierten Erddruckes.

In Deutschland hat sich das Berechnungsverfahren von BLUM, s. EAB [30] und EAU [31], durchgesetzt. Es wurden jedoch Verbesserungen eingeführt, die die inzwischen gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse berücksichtigen. Dazu gehören die Messungen an Prototypen und die Erkenntnisse aus Modellversuchen. Die Abhängigkeit der Erddruckverteilung von der Art der Wandbewegung wird jedoch in nur geringem Umfang u. a. durch die Änderung der Lage des Angriffspunktes des resultierenden passiven Erddruckes berücksichtigt.

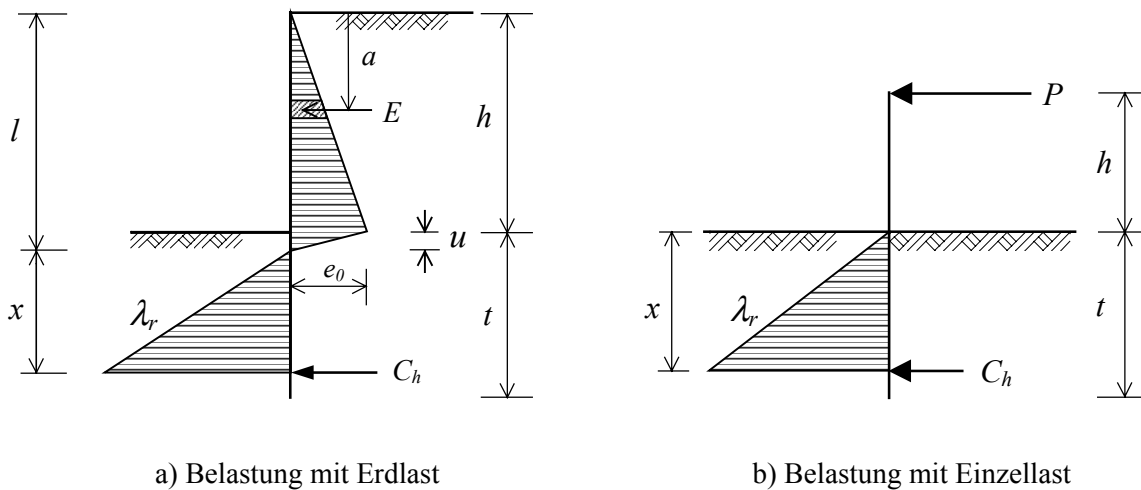
Der mobilisierte bzw. nutzbare passive Erddruck ergibt sich durch Abminderung des vollen passiven Erddruckes mit Hilfe eines Sicherheitsfaktors. Damit soll abgesichert werden, daß die Verschiebungen und Verformungen in vertretbarem Umfang bleiben.

Im Folgenden werden wichtige statische Verfahren für die Ermittlung der Standsicherheit von Stützwänden kurz beschrieben.

2.2.1 Verfahren von BLUM

Das Verfahren von BLUM [18], [19] ist in Deutschland sowie in Großbritannien [67] bis heute ein sehr gebräuchliches Rechenmodell, um die Standsicherheit von Stützwänden nachzuweisen. Die Berechnungsansätze beruhen auf der klassischen Erddrucktheorie von COULOMB. BLUM geht davon aus, daß sich die Wand infolge der Erddruckbelastung um einen tiefliegenden Punkt dreht und dabei durch ein Kräftepaar gestützt wird.

Die bei dem Berechnungsverfahren getroffenen vereinfachenden Annahmen dienen dazu, das Rechenmodell überschaubar und mit vertretbarem Aufwand lösbar zu gestalten. Anstelle der tatsächlichen Spannungsverteilung werden einfache idealisierte Spannungsverteilungen (Bild 2.13) in der Berechnung angesetzt. Im Einbindebereich geht BLUM von einer dreieckförmigen Verteilung des stützenden Erddruckes aus. Der stützende Erddruck unter der Drehachse wird in einer Ersatzkraft C in Höhe der angenommenen Drehachse zusammengefaßt.



a) Belastung mit Erdlast

b) Belastung mit Einzellast

Bild 2.13: Idealisierte Spannungsverteilung von BLUM

Aus der Bedingung $\Sigma M = 0$ in der Tiefe $x+u$ kann die Größe x errechnet werden. Wobei u die Lage des Spannungsnullpunkts darstellt.

$$\lambda_r = \left(\frac{K_{pgh}}{\eta_p} - K_{agh} \right) \cdot \gamma \quad (2.1)$$

$$e_0 = \gamma \cdot h \cdot K_{agh} \quad (2.2)$$

$$u = \frac{e_0}{\lambda_r} \quad (2.3)$$

$$x = \xi \cdot l \quad (2.4)$$

$$t = u + 1,2 \cdot x \quad (2.5)$$

Die unbekannte Größe ξ errechnet sich aus:

$$\xi^3 = m_{II} \cdot (1 + \xi) - n_{II} \quad (2.6)$$

Die Beiwerte m_{II} und n_{II} werden für den Fall a im Bild 2.13 wie folgt berechnet:

$$m_{II} = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^2} \cdot \sum_0^l E \quad (2.7)$$

$$n_{II} = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^3} \cdot \sum_0^l E \cdot a \quad (2.8)$$

Für den Fall b im Bild 2.13 ergibt sich:

$$m_{II} = n_{II} = \frac{6}{\lambda_r \cdot l^2} \cdot P \quad (2.9)$$

Aus $\sum H = 0$ wird die horizontale Komponente der Ersatzkraft C_h ermittelt.

Trotz aller Vereinfachungen dieses Verfahrens sind die bemessenen Stützwände nach BLUM standsicher, da die ungünstige Annahme des Hebelarmes und die meist vorsichtig angenommenen Bodenkenngrößen große versteckte Sicherheiten bilden.

2.2.2 Verfahren von KREY

Das Berechnungsverfahren nach KREY [54] wurde aus den Beobachtungen in den Modellversuchen entwickelt. Das Verfahren von KREY ist im US-amerikanischen Raum unter dem Namen US-Method weit verbreitet.

Das Berechnungsverfahren basiert wie das Verfahren nach BLUM auf der klassischen Erd-drucktheorie von COULOMB. Die Lage einer Drehachse wird jedoch nicht berücksichtigt, sondern es wird von einem Spannungsnulldpunkt D (Bild 2.14) ausgegangen.

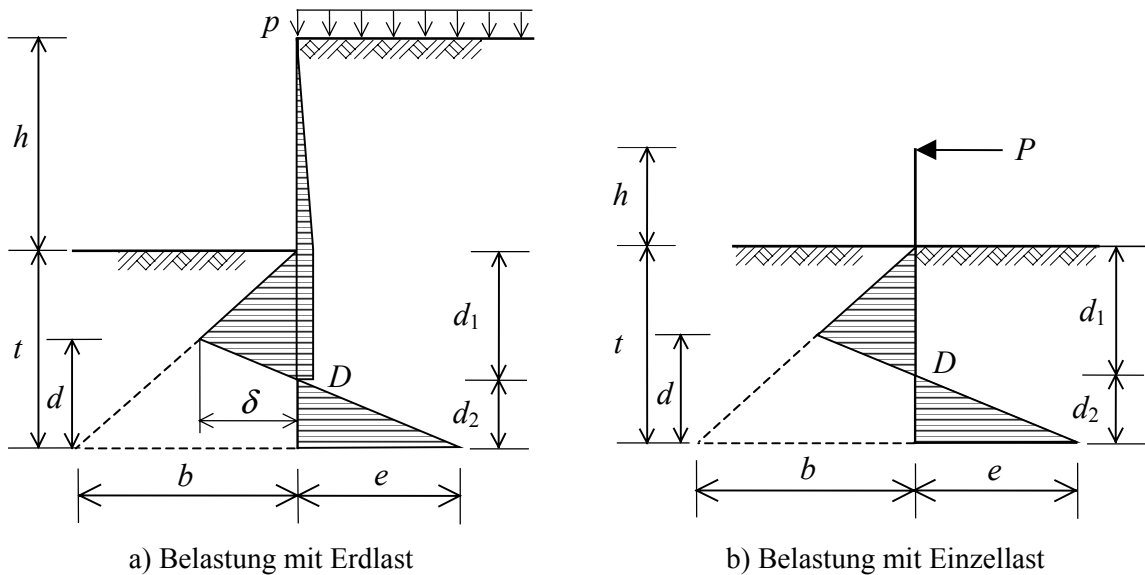


Bild 2.14: Ansatz von KREY [54]

Die Berechnung des Systems nach Bild 2.14 a ist wie folgt:

$$\sum H = K_{agh} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{(h+p)^2}{2} + (h+p) \cdot i \right) - \gamma \cdot \left(\frac{b \cdot t}{2} - \frac{(b+e) \cdot d}{2} \right) = 0 \quad (2.10)$$

aus
$$\sum M = 0 \Rightarrow$$

$$K_{agh} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{(h+p)^2}{2} \cdot \left(\frac{h+p}{3} + t \right) + (h+p) \cdot i \cdot \left(t - \frac{i}{2} \right) \right) - \gamma \cdot \left(\frac{b \cdot t^2}{6} - \frac{(b+e) \cdot d^2}{6} \right) = 0 \quad (2.11)$$

Die Berechnung des Systems nach Bild 2.14 b ist wie folgt:

$$\sum H = P - \gamma \cdot \left(\frac{b \cdot t}{2} - \frac{(b+e) \cdot d}{2} \right) = 0 \quad (2.12)$$

$$\sum M = P \cdot (h+t) - \gamma \cdot \left(\frac{b \cdot t^2}{6} - \frac{(b+e) \cdot d^2}{6} \right) = 0 \quad (2.13)$$

mit $b = (K_{pgh} - K_{agh}) \cdot \gamma \cdot t$, $i = t - \frac{e}{e+\delta} \cdot d$ und $\delta = b \cdot \frac{t-d}{t}$

Bei festgelegter Lage des Spannungsnullpunktes d_2 sind in diesem Gleichungssystem nur d und e unbekannt. Die Sicherheit gegen Versagen wird durch die Verlängerung der berechneten Einbindetiefe um 30 % oder durch Verringerung des passiven Erddruckbeiwertes gewährleistet.

2.2.3 Verfahren von ROWE

ROWE [72] hat auf Grund seiner Modellversuche ein Berechnungsverfahren für Spundwände in kohäsionslosem Boden entwickelt.

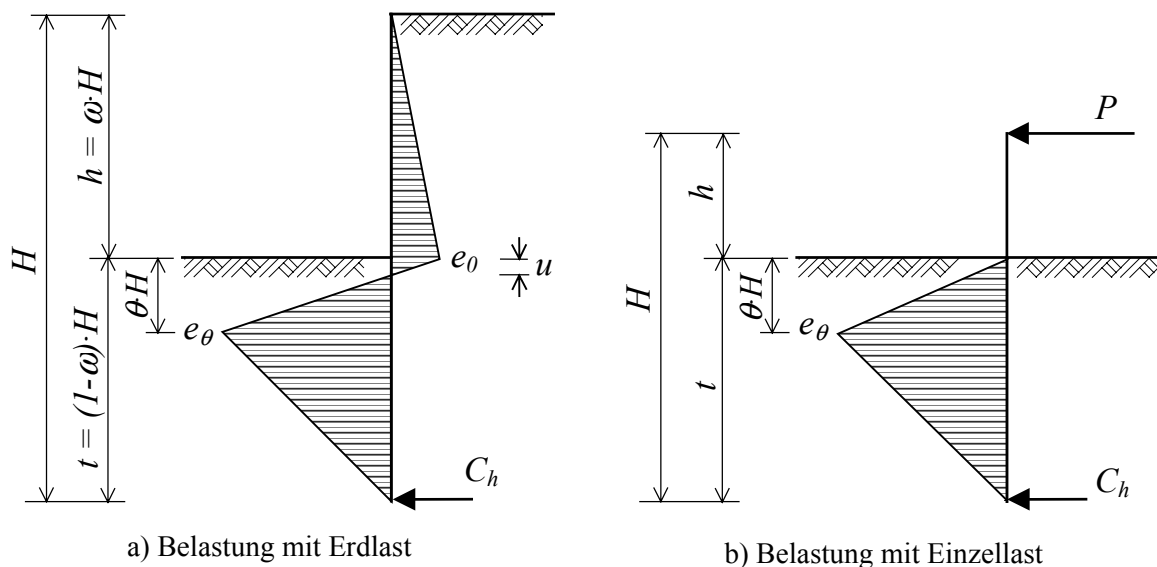


Bild 2.15: Erddruckansatz von ROWE [72]

Die vereinfachte Erddruckverteilung als Basis für das Rechenmodell ist im Bild 2.15 dargestellt. Der stützende Erddruck unter dem Drehpunkt wird wie nach BLUM in einer Ersatzkraft C_h zusammengefasst. Diese liegt jedoch nicht wie beim Verfahren von BLUM am Drehpunkt

sondern am Wandfuß. Die angenommene Verteilung des Erddruckes hat damit keinen Bezug zum Drehpunkt.

Zunächst wird die notwendige Einbindetiefe nach der empirischen Gleichung (2.14) ermittelt.

Dabei wird K_{pgh} nach der klassischen Erddrucktheorie (COULOMB) mit $\delta_p = 0$ errechnet.

$$\omega = h / H = 1 - \sqrt[3]{K_{agh} / K_{pgh}} \quad (2.14)$$

$$t = h \cdot (1 / \omega - 1) \quad (2.15)$$

Für die weitere Bearbeitung ist K_{pgh} mit $\delta_p = 2 \cdot \phi / 3$ und einem Sicherheitsfaktor vom $\eta = 1,5$ nach Gleichung (2.16) zu ermitteln.

$$K'_{pgh} = K_{pgh} / \eta \quad (2.16)$$

Die Berechnung des Systems nach Bild 2.15 a ist wie folgt:

$$u = h / (\bar{K} - 1) \quad (2.17)$$

$$\theta = (1 - \omega) - \sqrt{(1 - \omega)^2 - \frac{2 \cdot \omega \cdot \chi \cdot (1 - \omega / 2)}{(1 - \omega) - \omega \cdot \chi}} \quad (2.18)$$

$$e_{\theta h} = K'_{pgh} \cdot \gamma \cdot \theta \cdot H - K_{agh} \cdot \gamma \cdot (\theta + \omega) \cdot H \quad (2.19)$$

Mit $\bar{K} = K'_{pgh} / K_{agh}$ und $\chi = 1 / (\bar{K} - 1)$

Die erforderliche Ersatzkraft C_h errechnet sich aus $\Sigma H = 0$.

Die Berechnung des Systems nach Bild 2.15 b ist wie folgt:

$$\Sigma H = P + C_h - (K'_{pgh} - K_{agh}) \cdot \gamma \cdot t \cdot \theta \cdot H / 2 = 0 \quad (2.20)$$

$$\Sigma M = P \cdot H - (K'_{pgh} - K_{agh}) \cdot \gamma \cdot \left(\frac{t^2 \cdot \theta \cdot H}{3} - \frac{(\theta \cdot H)^2 \cdot t}{6} \right) = 0 \quad (2.21)$$

$$\theta \cdot H = t - \sqrt{t^2 - \frac{6 \cdot P \cdot H}{(K'_{pgh} - K_{agh}) \cdot \gamma \cdot t}} \quad (2.22)$$

$$C_h = (K'_{pgh} - K_{agh}) \cdot \gamma \cdot \theta \cdot H \cdot t / 2 - P \quad (2.23)$$

2.2.4 Verfahren von KING

KING [51] hat ein Berechnungsverfahren für Spundwände in kohäsionslosem Boden auf der Basis von Modellversuchen in der Zentrifuge entwickelt. Dieses Verfahren stellt eine Erweiterung des Berechnungsverfahrens von KREY dar. Die maßgebende Verbesserung von KING ist die Einführung des Beiwertes ε' , Gleichung (2.28).

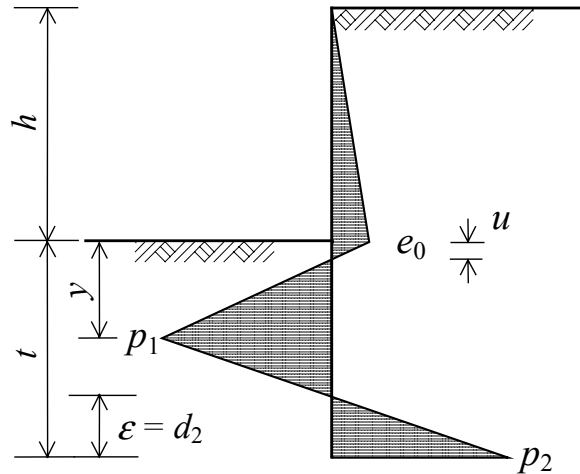


Bild 2.16: Erddruckansatz von KING [51]

Die Einbindetiefe wird zuerst mit der Gleichung (2.14) abgeschätzt.

$$p_1 = (y - u) \cdot e_0 / u \quad (2.24)$$

$$p_2 = d_2 \cdot p_1 / (t - d_2 - y) \quad (2.25)$$

Aus $\Sigma H = 0$ unter Normierung der geometrischen Längen wird u' berechnet:

$$u' = \frac{y' \cdot [(1 - 2 \cdot \varepsilon') - y' \cdot (1 - \varepsilon')]}{h' \cdot (1 - \varepsilon' - y') - y'^2 + (1 - 2 \cdot \varepsilon')} \quad (2.26)$$

mit $h' = h/t$, $y' = y/t$, $u' = u/t$ und $\varepsilon' = \varepsilon/t$

Aus $\Sigma M = 0$ ergibt sich:

$$(x_1 \cdot h' + x_2) \cdot y'^2 + (x_1 \cdot h'^2 - x_3) \cdot y' - (x_2 \cdot h'^2 + x_3 \cdot h') = 0 \quad (2.27)$$

mit $x_1 = (1 - \varepsilon')$, $x_2 = (1 - 2 \cdot \varepsilon')$ und $x_3 = (1 - 3 \cdot \varepsilon')$

Bemerkenswert ist, daß die Gleichungen (2.26) und (2.27) keine Abhängigkeit von K_{agh} und K_{pgh} mehr haben. Bei einem gegebenen h und angenommenem ε' liefert die Gleichung (2.27)

die Größe von y' . KING gibt aufgrund seiner Modellversuche unabhängig von den Bodeneigenschaften einen konstanten Wert für ε' an.

$$\varepsilon' = 0,35 \quad (2.28)$$

Dieser Wert ist weit auf der sicheren Seite angenommen worden (vergl. Abschnitt 3.4.1 sowie Bild 3.19). DAY [25] hat eine Korrektur der Gleichung auf der Grundlage von numerischen Untersuchungen (FEM) wie folgt vorgeschlagen.

$$\varepsilon' = 0,047 \cdot \ln(K_{pgh} / K_{agh}) + 0,1 \quad (2.29)$$

Beim Vergleich der Gleichungen (2.28) und (2.29) mit den eigenen Versuchen liefert der Vorschlag von DAY eine bessere Übereinstimmung (Bild 3.19).

2.3 Vorhandene Mobilisierungsansätze

Die meisten der in diesem Abschnitt vorgestellten Mobilisierungsansätze liefern Angaben zur Größe und teilweise zur Lage der Resultierenden des mobilisierten Erddruckes. Angaben über die Verteilung des Erddruckes werden nicht bei allen Rechenansätzen geliefert. Zur Größe und Verteilung des vertikalen bzw. tangentialen Anteils des Erddruckes über der Wandhöhe wurden in der Literatur keine Mobilisierungsfunktionen gefunden.

2.3.1 Ansatz von FRANKE

Nach FRANKE [35] kann der stützende Erddruck als teilweise mobilisierter passiver Erddruck E'_p in Abhängigkeit von der bezogenen Verschiebung $\Delta s/\Delta s_p$ nach Gleichung (2.30) für Parallelverschiebung ermittelt werden. Dieser Mobilisierungsansatz wurde in Anlehnung an Gleichung (2.31) von NENDZA [61] vorgeschlagen.

$$E'_p = (E_p - E_0) \cdot \left[-1 \cdot \left(\frac{\Delta s}{\Delta a_p} - 1 \right)^2 \right]^{0,7} + E_0 \quad (2.30)$$

$$E'_p = (E_p - E_0) \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta s}{\Delta s_p} - 1 \right)^2} + E_0 \quad (2.31)$$

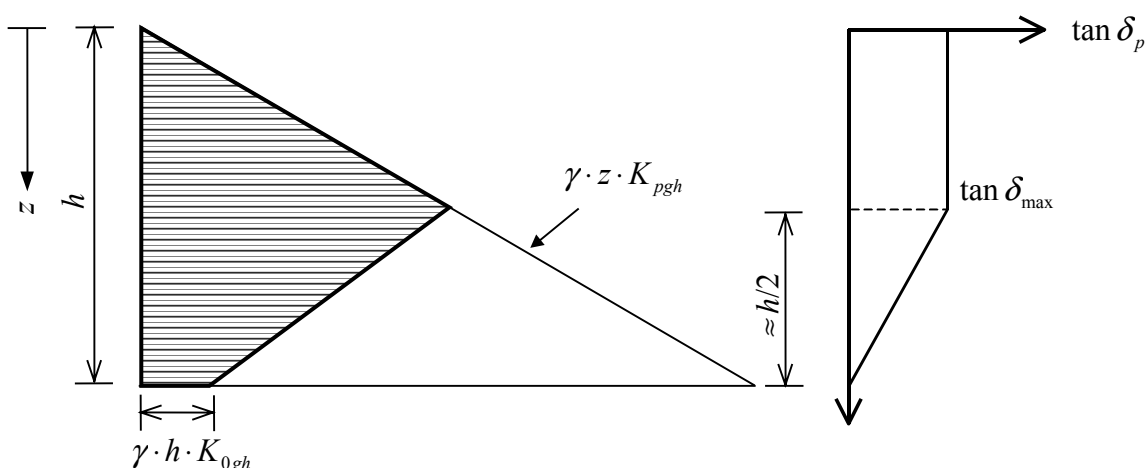


Bild 2.17: Berechnung der passiven Erddruckkraft bei Drehung um den Wandfuß [35]

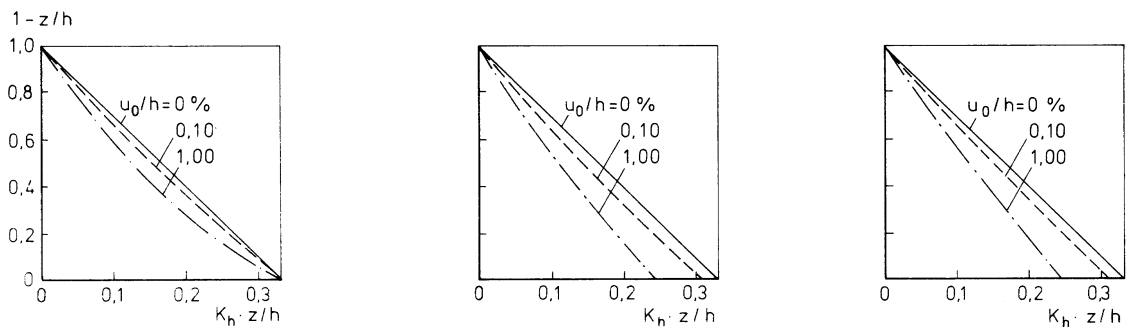
Bei Drehung um den Fußpunkt kann die Verteilung des stützenden Erddruckes näherungsweise nach Bild 2.17 ermittelt werden. Nur im oberen Wandbereich etwa bis $h/2$ tritt Flächen-

bruch auf. Die Verteilung des Erddruckneigungswinkels in Abhängigkeit der Tiefe z ist im Bild 2.17 dargestellt. Dabei kann der Neigungswinkel des Erddruckes bis zur Tiefe $h/2$ den vollen Wandreibungswinkel, wenn es statisch möglich ($\Sigma V=0$) ist, erreichen. Dann nimmt der Wert ab und erreicht am Wandfuß den Wert Null.

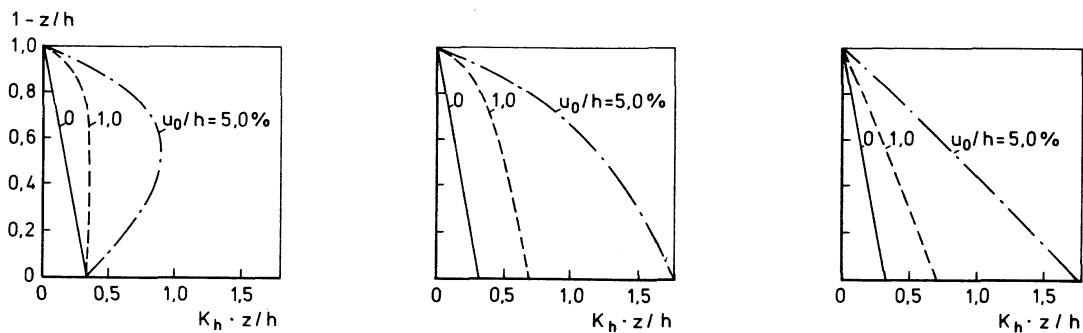
2.3.2 Ansatz von VOGT

Vogt [83] schlägt vor, auf Grund seiner Versuche (s. Abschnitt 2.1.6), die Mobilisierung des Erddruckes auf Grund einer lokalen Verknüpfung zwischen Verschiebung und Spannung herzustellen. Globale Größen werden in der Mobilisierungsfunktion nicht berücksichtigt. Damit ist der Ansatz einem Bettungsansatz vergleichbar.

aktive Wandbewegung:



passive Wandbewegung:



a) Fußpunktdrehung

b) Parallelverschiebung

c) Kopfpunktdrehung

Bild 2.18: Erddruckverteilung nach VOGT für aktive und passive Wandbewegungen [83]

Die Mobilisierungsfunktion für den normierten passiven Erddruck lautet:

$$K'_{ah} = K_0 + (K_{ah} - K_0) \cdot \frac{s(z)/z}{a/10 + s(z)/z} \quad (2.32)$$

$$K'_{ph} = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s(z)/z}{a + s(z)/z} \quad (2.33)$$

$s(z)/z$: bezogene lokale Verschiebung

a : ist ein Parameter für die Beschreibung der Steifigkeit des Materials
(Großversuche $a = 0,03$; mit Kohlestäben $a = 0,04$)

Die in der Tiefe z mobilisierte passive Spannung $e'_{ph}(z)$ ist unabhängig von der Art der Wandbewegung. Die Abhängigkeit bezieht sich nur auf bezogene lokale Wandverschiebung.

Mit der vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktion (2.32) und (2.33) lassen sich Erddruckverteilungen für die verschiedenen Formen von Bewegungen starrer Wände angeben (Bild 2.18). Die Mobilisierungsfunktionen können nach den Angaben von VOGT [83] auch für den Fall biegeweicher Wände angewendet werden. Für eine angegebene Biegelinie läßt sich der Erddruck damit berechnen.

2.3.3 Ansatz von ZIEGLER

ZIEGLER [92] hat auf Grund von Finite-Elemente-Berechnungen eine einfache Bettungstheorie entwickelt. Für die drei Grundarten der Wandbewegung schlägt ZIEGLER einen Potenzansatz, Gleichung (2.34) für die Gesamtgröße des normierten passiven Erddruckes vor.

$$\Delta K = \frac{2 \cdot (\Delta E)}{\gamma \cdot h^2} = b_i \cdot \left(\frac{s_0}{h} \right)^\alpha \quad (2.34)$$

α : Exponent zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens des Versuchsbodens ($\alpha = 0,93$ für trockenen dicht gelagerten Karlsruher Sand)

s_0 : Die kennzeichnende (maximale) Verschiebung für die jeweilige Wandbewegungsart.

b_i : Vorfaktoren zur Berücksichtigung der Wandverschiebungsart:

| Fußpunktdrehung | Parallelverschiebung | Kopfpunktdrehung |
|-----------------|----------------------|------------------|
| $b_i = 99$ | $b_i = 275$ | $b_i = 212$ |

Damit ergeben sich für die drei Grundbewegungsarten in Abhängigkeit der Tiefe folgende Mobilisierungsfunktionen:

- Für die Drehung um den Fußpunkt:

$$e'(z) = 0 \quad ; \quad z/H = 0 \tag{2.35}$$

$$e'(z) = 3 \cdot \left[K_0 + b_4 \cdot \left(\frac{s(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{\frac{z}{H}}{1 - \frac{z}{H}} \right)^\alpha \right] \cdot \left[1 - \frac{z}{H} \right] \cdot \gamma \cdot z \quad ; \quad 0 < z/H < 1 \tag{2.36}$$

$$e'(z) = 0 \quad ; \quad z/H = 1 \tag{2.37}$$

- Für Parallelverschiebung:

$$e'(z) = 0 \quad ; \quad z/H = 0 \tag{2.38}$$

$$e'(z) = \left[K_0 + b_5 \cdot \left(\frac{s(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{z}{H} \right)^\alpha \right] \cdot \gamma \cdot z \quad ; \quad 0 < z/H \leq 1 \tag{2.39}$$

- Für Kopfpunktdrehung:

$$e'(z) = 0 \quad ; \quad z/H = 0 \tag{2.40}$$

$$e'(z) = \left[K_0 + 1,5 \cdot b_6 \cdot \left(\frac{s(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{z}{H} \right) \right] \cdot \gamma \cdot z \quad ; \quad 0 < z/H \leq 1 \tag{2.41}$$

Die Erddruckverteilungen beim Ansatz von ZIEGLER sind im Bild 2.19 dargestellt.

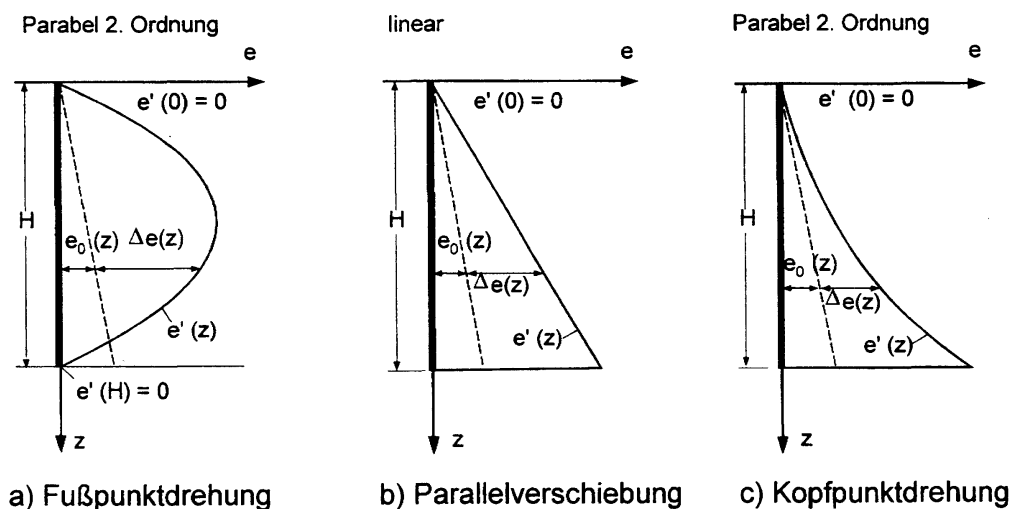


Bild 2.19: Verteilung des passiven Erddruckes nach ZIEGLER [15]

2.3.4 Ansatz von BESLER

Auf Grund seiner Modellversuche hat BESLER [15] Berechnungsvorschläge auf der Basis von nichtlinearen Bettungsansätzen angegeben. Dabei gehen die kennzeichnenden bezogenen Halbwert- (s_G) und Grenzverschiebungen (s_B) in die Berechnung ein. Die Einflüsse der Parameter Wandbewegungsart, Lagerungsdichte, Wassergehalt und Wandreibungswinkel sind hierbei durch Faktorenzerlegung herausgestellt worden. Die Abschätzung der Verschiebungsgrößen erfolgt mit Gleichung (2.42).

$$s_{G,B} = f_d \cdot f_\delta \cdot f_S \cdot f_B \cdot H \quad (2.42)$$

Der wirksame passive Erddruckbeiwert läßt sich mit dem dimensionslosen Ansatz, (2.43) und den Koeffizienten A , B und C berechnen.

$$K'_{ph}(\xi) = A + \frac{B}{C + \xi} \quad (2.43)$$

$$C = -\frac{K_{ph} \cdot \xi_G}{2 \cdot (K_{ph} - K_0) \cdot \xi_G + 2 \cdot K_0 - K_{ph}} \quad (2.44)$$

$$A = K_{ph} + C \cdot (K_{ph} - K_0) \quad (2.45)$$

$$B = -(C + C^2) \cdot (K_{ph} - K_0) \quad (2.46)$$

| | |
|---------------------|---|
| $K'_{ph}(\xi)$ | Beiwert für den mobilisierten passiven Erddruck, |
| K_0 | den Erdruhedruck, |
| K_{ph} | den passiven Erddruck, |
| $\xi = s : s_B$ | die vorhandene, auf die Bruchverschiebung bezogene Wandverschiebung und |
| $\xi_G = s_G : s_B$ | die auf die Bruchverschiebung bezogene Verschiebung bei halbem passiven Erddruck. |

2.3.5 Ansatz von BARTL

BARTL [13] hat zwei Vorschläge zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens der stützenden Erddruckkraft in Abhängigkeit von der Wandbewegung für alle Grundbewegungsarten unterbreitet.

Der erste Rechenansatz basiert auf dem Ansatz von NENDZA [61] und FRANKE [35]. Somit wird die Mobilisierung des normierten passiven Erddruckes mit der Gleichung (2.47) berechnet.

$$mob \Delta K'_p = (1 - (1 - mob \Delta s)^b)^c \tag{2.47}$$

$$mob \Delta s_p = \frac{s_p - s_A}{s_{pG} - s_A} \tag{2.48}$$

Für Fußpunktdrehung beträgt $b = 1,06$ und $c = 0,7$ und für Kopfpunktdrehung beträgt $b = 1,71$ und $c = 0,70$. Der Ansatz beschränkt sich nicht nur auf die Beschreibung der resultierenden Erddruckkraft E_p , sondern er eignet sich auch für die Beschreibung der Mobilisierung des Horizontalanteiles E_{pgh} bzw. des Normalanteiles E_{pgn} der Erddruckkraft.

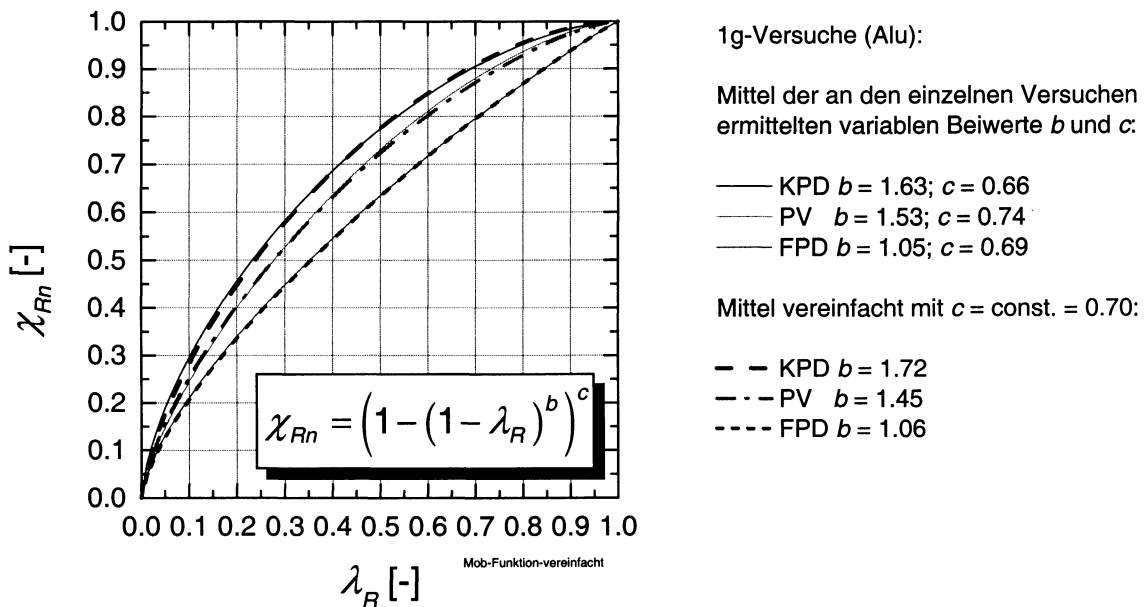


Bild 2.20: Normalanteil der passiven Erddruckkraft nach Gleichung (2.47)

Der zweite Rechenansatz ist ein hyperbolischer Ansatz, Gleichung (2.49), zur Beschreibung des Normalanteiles der stützenden Erddruckkraft ΔK_{Rn} .

$$\frac{2 \cdot \Delta E_n}{\gamma \cdot h^2} = \Delta K_{Rn} = \frac{(s/h)}{T1 \cdot (s/h) + T2} \tag{2.49}$$

$T1$ und $T2$ sind empirische Koeffizienten, die auf Grundlage der mit Aluminium-Wandoberfläche durchgeführten 1g-Versuche bestimmt wurden.

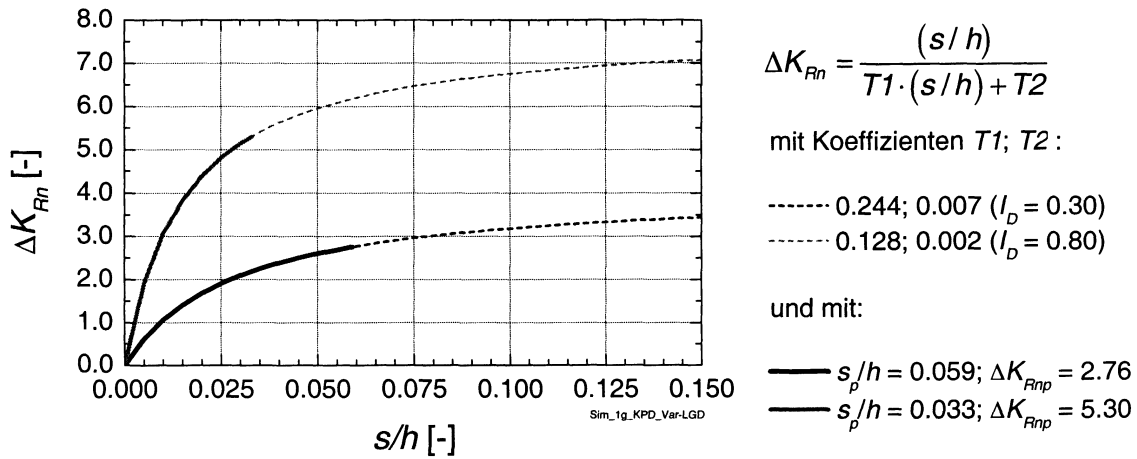


Bild 2.21: Mobilisierungsfunktionen nach Gl. (2.49) für Kopfpunktdrehung, BARTL [13]

Für Drehung um den Fußpunkt:

$$T1 = 0,178 \cdot e^{-1,26 \cdot I_D} \quad (2.50)$$

$$T2 = 0,031 \cdot e^{-2,15 \cdot I_D} \quad (2.51)$$

Für Drehung um den Kopfpunkt:

$$T1 = 0,359 \cdot e^{-1,29 \cdot I_D} \quad (2.52)$$

$$T2 = 0,016 \cdot e^{-2,83 \cdot I_D} \quad (2.53)$$

Die Gleichungen (2.50) bis (2.53) zeigen, daß die Koeffizienten $T1$ und $T2$ nur von der bezogenen Lagerungsdichte abhängig sind. Die Beschaffenheit der Wandoberfläche hat nach den vorliegenden Ergebnissen keinen ausgeprägten Einfluß.

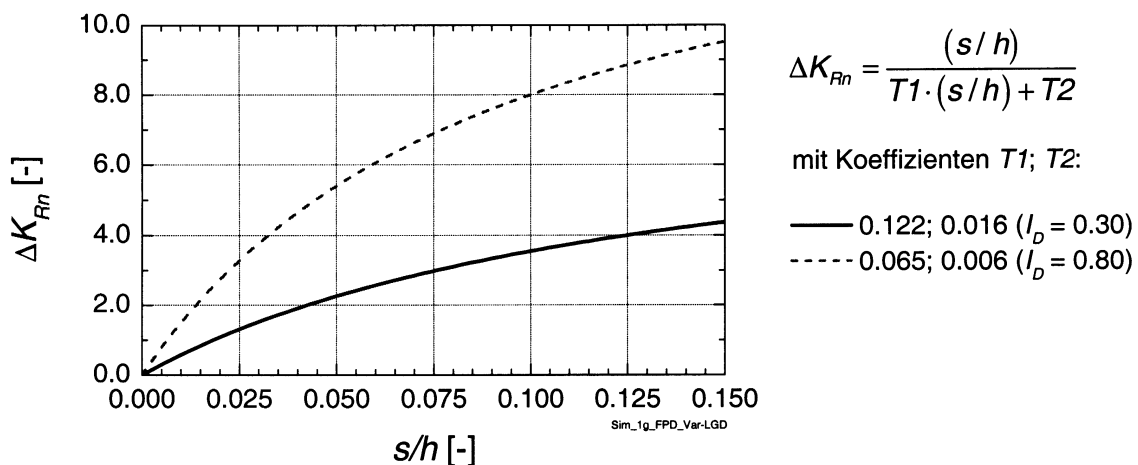


Bild 2.22: Mobilisierungsfunktionen nach Gl. (2.49) für Fußpunktdrehung, BARTL [13]

2.3.6 Zusammenfassung

Die Mobilisierungsfunktionen (2.30) und (2.31) sowie (2.47) bieten eine flexible Grundlage für die Beschreibung des Erddruckes in Abhängigkeit von der Wandverschiebung. Seine Verteilung kann aber damit nicht ermittelt werden. Dies ist mit dem Ansatz von VOGT möglich. Die Grenzverschiebung ist jedoch nicht angegeben. Das heißt, eine unendliche Verschiebung ist zulässig. Weiterhin stimmt die ermittelte Erddruckverteilung im Falle der Kopfpunktdrehung für den passiven Fall mit der Wirklichkeit nicht überein. Für Fußpunktdrehung liefert die Gleichung (2.33) gute Ergebnisse.

Die Ermittlung des Erddruckes nach ZIEGLER liefert qualitativ gute Ergebnisse insbesondere für die Fußpunktdrehung und Parallelverschiebung. Für die Kopfpunktdrehung ist eine Parabel 2. Ordnung nicht wirklichkeitsnah. Die Mobilisierungsfunktionen erlauben wie bei VOGT eine unendliche Verschiebung. Ein Verformungskriterium für den Bruchzustand ist nicht angegeben.

Mit den kennzeichnenden bezogenen Verschiebungen hat BESLER die Verschiebungen begrenzt. Die Gleichung (2.43) liefert den Betrag des normierten Erddruckes für die Grundbewegungsarten. Die Angaben für die Kopfpunktdrehung der Wand nach BESLER wurden bei den Versuchen von BARTL [13] nicht bestätigt.

Eine ausführliche Auswertung der bekannten Mobilisierungsansätze wird im Rahmen dieser Arbeit nicht vorgenommen. Für eine detaillierte Studie der Mobilisierungsansätze siehe z. B. BARTL [13].

3 Eigene Modellversuche

Die Auswertung veröffentlichter Ergebnisse von Modellversuchen in Abschnitt 2.1 hat gezeigt, daß bei diesen Untersuchungen – bedingt durch andere Schwerpunktsetzung oder technische Randbedingungen – einige wichtige Aspekte für den angestrebten Berechnungsansatz nicht berücksichtigt worden sind.

Bei einigen Untersuchungen, wie z. B. bei den Versuchen von ROWE & PEAKER [73], sind die Verschiebungen vordefiniert erzwungen worden. Versuche mit kleinen Modellen, wie bei MAO [59], liefern bezogen auf die Wandhöhe nur sehr wenige Meßpunkte. Weiterhin wurde festgestellt, daß insbesondere der Erddruckneigungswinkel und somit die tangentialen Kräfte auf die Art der möglichen Bewegung im Boden empfindlich reagieren. Hinweise dafür geben z. B. die Versuche von MAO [59] mit behinderter und unbehinderter Vertikalverschiebung der Meßwand.

Für die Untersuchung des Spannungs- und Verformungsverhaltens von eingespannten Stützwänden waren deshalb eigene Modellversuche notwendig, bei welchen durch größere Abmessung des Versuchsstandes und der Modellwand der Maßstabeffekt und der Effekt des niedrigen Spannungsniveaus reduziert werden sollten. Als weiteres wurde durch die direkte Kraftmessung, siehe Abschnitt 3.3.1, und die Vielzahl der Meßpunkte sehr detaillierte Erfassung der Spannungsverteilung angestrebt.

Ziel der eigenen Modellversuche war es, Grundlagen für wirklichkeitsnahe Lastansätze zur Bemessung starrer Stützwände zu schaffen. Es ging dabei in erster Linie um das Mobilisierungsverhalten des Erddruckes und seine Verteilung in Abhängigkeit von der Wandbewegung, getrennt für Normal- und Tangentialkomponenten. Auf diese Weise wurden neue Erkenntnisse zum Erddruck im Gebrauchszustand und seine Veränderung mit zunehmender Wandbewegung bis zum Eintreten des Bruchzustands sowie zum Ablauf des Versagens gewonnen. Für die Durchführung der Versuche wurde die am Institut für Geotechnik der TU Dresden vorhandene Erddruckversuchsanlage umgebaut und erweitert [5]. Einzelheiten zum Aufbau der Versuchsanlage sind in [9] enthalten. Insgesamt wurden 13 Vorversuche (Versuchsreihe I) und 27 Versuche im größeren Maßstab (Versuchsreihe II) durchgeführt. Bei den Vorversuchen handelt es sich um kleinmaßstäbliche Versuche.

Es wurden bei der Versuchsreihe II zwei Arten von Versuchen durchgeführt. Die Grundprinzipien der Versuchsarten sind in Bild 3.1 dargestellt.

Versuchsart A (23 Versuche): Bei arretierter Versuchswand wird der Boden beiderseits der Wand in gleicher Höhe eingebracht. Die Belastung der Wand erfolgt nicht durch Erddruck infolge eines Geländesprungs, sondern durch eine horizontale Last. Auf diese Weise wird mit der gesamten Wand der Einspannbereich modelliert und die Erddruckentwicklung kann durch eine große Zahl von Meßstellen beiderseits der Wand erfaßt werden.

Versuchsart B (4 Versuche): Der Einbau des Sandes erfolgt wie bei Versuchsart A. Danach wird die Wand freigegeben und der Boden vor der Wand lagenweise abgetragen. Dieser Vorgang wurde bis zum Eintreten des Bruchzustands fortgesetzt. Nachteilig bei diesem Vorgehen ist, daß für die Messung des Erddruckes im Einspannbereich mit zunehmendem Aushub immer weniger Meßdosen zur Verfügung stehen.

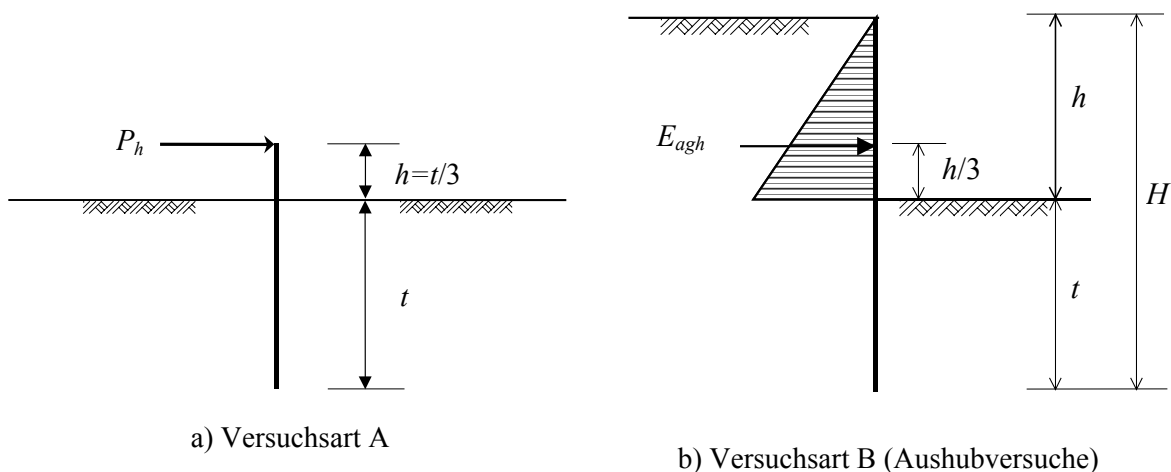


Bild 3.1: Grundprinzip der Modellversuche

Bei beiden Versuchsarten wurden während des gesamten Vorgangs die Entwicklung von Geometrie und Erddruck gemessen.

Vergleiche haben ergeben, daß die Erddruckverteilung im Einspannbereich bei der Versuchsart A qualitativ die gleichen Eigenschaften aufweist wie bei der Versuchsart B, aber wesentlich detaillierter beobachtet werden kann. Bei beiden Versuchsserien (A und B) wurde die gleiche Modellwand eingesetzt.

3.1 Modellboden

Als Modellboden wurde trockener Sand verwendet. Bei der Versuchsreihe I wurde Mittel-Feinsand mit der Bezeichnung „Dresdner Hellersand 93“ benutzt. Der gleiche Sand wurde bei den Versuchen von ARNOLD [7] und BARTL [13] eingesetzt. Die Versuchsreihe II wurde mit Mittelsand, grob-, feinsandig mit der Bezeichnung „Dresdner Hellersand 98“ durchgeführt. Der Grund für den Einsatz verschiedener Sande war eine unzureichende Menge an Modellboden „Dresdner Hellersand 93“. Daher wurde neuer Sand aus der selben Sandgrube verwendet. Auf Grund der unterschiedlichen Bodeneigenschaften der beiden Sande, obwohl sie aus der gleichen Sandgrube stammen, wird der neue Sand unter dem Namen „Dresdner Hellersand 98“ geführt.

Die Bodeneigenschaften sind durch zahlreiche Laborversuche ermittelt [38], [56]. Die Bodeneigenschaften von „Dresdner Hellersand 93“ werden in Abschnitt 3.2.1 beschrieben. Detaillierte Angaben findet man in [13]. Hier werden die Bodeneigenschaften von „Dresdner Hellersand 98“ dargestellt. Die Grenzen der Kornverteilungslinien sind in Bild 3.2 veranschaulicht.

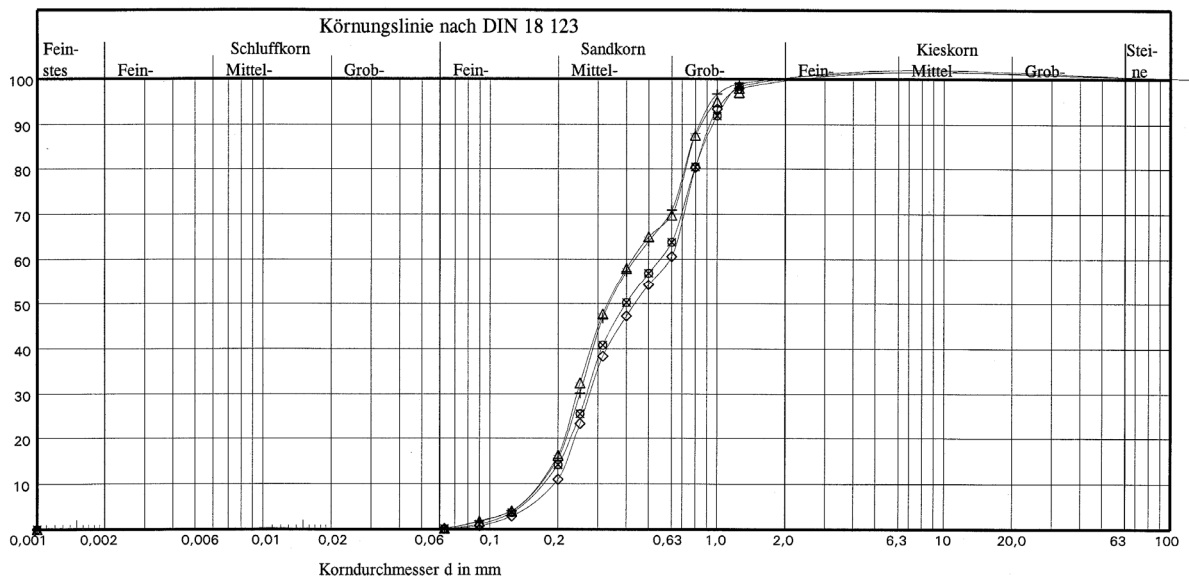


Bild 3.2: Sieblinien des verwendeten Sandes „Dresdner Hellersand 98“, [56]

Nach der Kornverteilung ist der Sand als Mittelsand, grob-, feinsandig, gleichförmig ($U = 2,855 < 5$), enggestuft ($U < 6$ und $C = 0,741 < 1$) einzuordnen.

Weitere Kennzahlen sind in der Tabelle 3.1 angegeben. Hier handelt es sich um mittlere Werte aus den durchgeführten Laborversuchen.

Auf Grund der Ergebnisse der durchgeführten Laborversuche (Scherfestigkeitsversuche) und mit Hilfe des Ansatzes von ENGEL [32] kann der Reibungswinkel des Bodens in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte wie folgt beschrieben werden:

$$\cot \varphi = 1,559 - 0,647 \cdot D \quad (3.54)$$

Für die Bestimmung der Mineralzusammensetzung (Bild A.9) wurde eine röntgenographische Untersuchung im Diffraktometer durchgeführt. Das angewandte Verfahren hat SEYFARTH [76] ausführlich beschrieben. Der Hauptanteil ist Quarz (SiO_2). Der geringe Anteil an Beimengungen besteht aus Albite ($\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$) und Microcline (KAlSi_3O_8). Die Untersuchungen erfolgten im geologischen Labor der TU-Dresden.

| | | | |
|---------------------------|-------|-----------------------------------|--------|
| Benennung nach DIN 18 196 | SE | ρ_s (kN/m ³) | 25,988 |
| U | 2,855 | max ρ_d (kN/m ³) | 17,995 |
| C | 0,741 | min ρ_d (kN/m ³) | 14,416 |
| d_{10} (mm) | 0,180 | max γ (kN/m ³) | 17,652 |
| d_{15} (mm) | 0,205 | min γ (kN/m ³) | 14,141 |
| d_{30} (mm) | 0,261 | min n | 0,308 |
| d_{50} (mm) | 0,376 | max n | 0,445 |
| d_{60} (mm) | 0,518 | min e | 0,444 |
| d_{85} (mm) | 0,800 | max e | 0,803 |

Tabelle 3.1: Kennzahlen des verwendeten Modellbodens „Dresdner Hellersand 98“

Die große Sandmenge, die bei jedem Versuch eingebaut werden mußte, erforderte eine geeignete Einbautechnologie, die eine hohe Gleichmäßigkeit der Lagerungsdichte ermöglicht. Im Vorfeld wurden mehrere Einbaumethoden [4] getestet. Der Einbau mit dem Sandregenverfahren wurde ausgewählt, da dieses Verfahren die besten Ergebnisse in Hinsicht auf Reproduzierbarkeit und Gleichmäßigkeit liefert.

Die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Rieselanlage (Bild 3.5) besteht aus einem Vorratsbehälter und einer Rieselvorrichtung. Um eine gleichmäßige Dichte und ebene Oberfläche (Bild 3.3) zu erreichen, wurde die Rieselanlage während des Einbaus mit konstanter Geschwindigkeit und Rieselhöhe mittels eines Krans über den Versuchskasten gefahren.

Testversuche haben gezeigt, daß mit zunehmender Rieselhöhe und abnehmender Rieselintensität die Lagerungsdichte des Sandes im Versuchskasten zunimmt. Ähnliche Ergebnisse findet man u. a. bei WALZ [84], MAO [59] und PULSFORT [69].



a) Einbau des Sandes

b) Hergestellte Oberfläche

Bild 3.3: Einbau des Modellbodens

Bei den Versuchen wurden drei Rieselhöhen $RH = 0,6, 0,8$ und $1,0$ m (Bild 3.4) festgelegt. Damit konnten Lagerungsdichten D im Bereich von $0,39$ bis $0,57$ erreicht werden. Abweichend davon wurde ein Versuch mit einer Rieselhöhe von $1,40$ m durchgeführt. Dabei betrug die erzielte Lagerungsdichte $D = 0,67$.

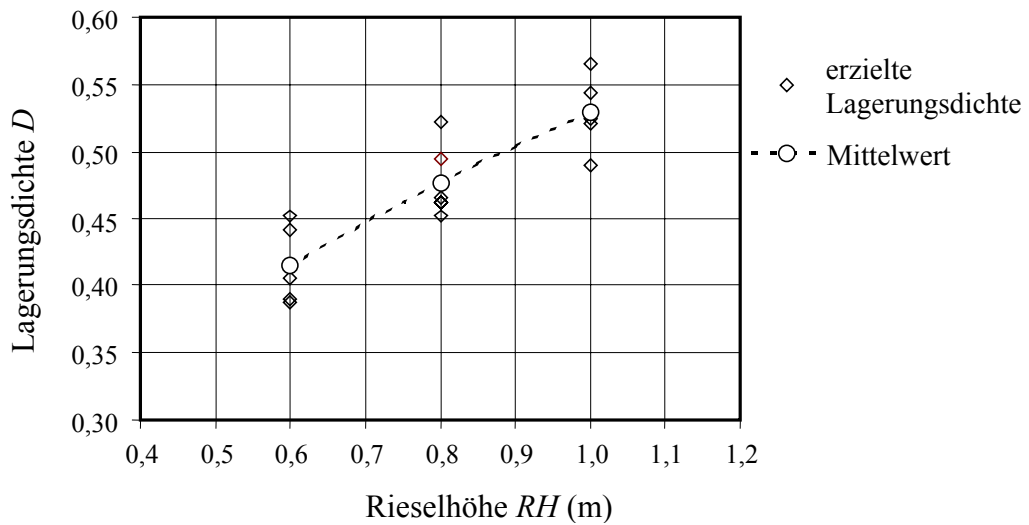


Bild 3.4: Lagerungsdichte des Bodens in Abhängigkeit der Rieselhöhe

Der Vorratsbehälter der Rieselanlage kann eine Sandmasse bis maximal 300 kg aufnehmen und mußte entsprechend der gerieselten Sandmasse von durchschnittlich 6450 kg bei jedem Versuch 19 bis 25 mal aus dem Sandsilo gefüllt werden.

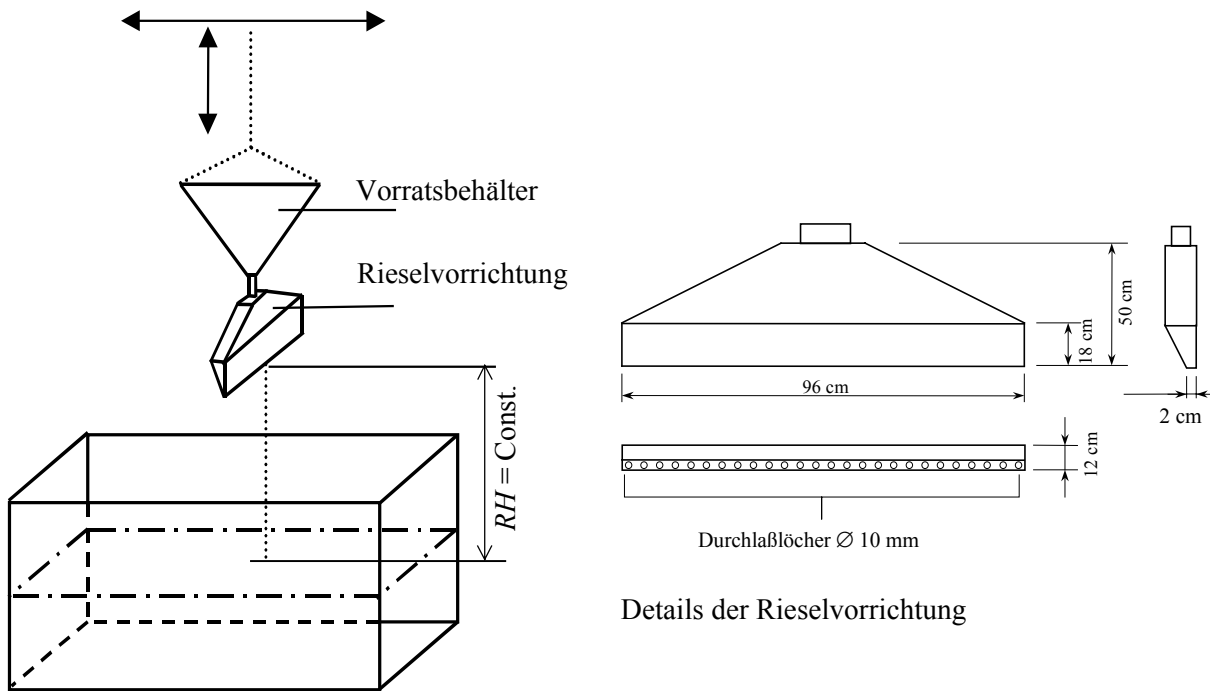


Bild 3.5: Verwendete Rieselanlage

Der Zeitbedarf für die Entleerung des Vorratsbehälters wurde registriert und gegebenenfalls der Zeitbedarf pro Masseneinheit (kg) berechnet. In Bild 3.6 ist am Beispiel Versuch II-A-14 der Zeitbedarf dargestellt. Der durchschnittliche Zeitbedarf pro Kilogramm betrug ca. 1,2 Sekunden. Die maximale Abweichungen der Rieselzeiten blieben unter 10 % und somit kann von einer gleichmäßigen Intensität ausgegangen werden.

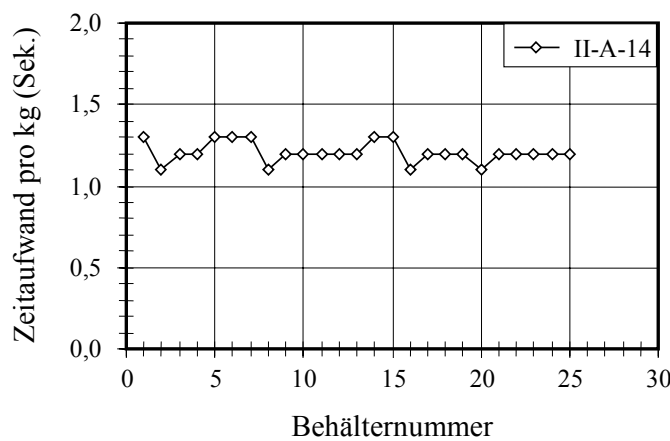


Bild 3.6: Gemessener Zeitbedarf für den Einbau des Sandes pro Masseneinheit (kg)

Der in den Versuchskasten eingebaute Modellboden wurde mittels einer Kranwaage gewogen. Aus der Gesamtmasse kann bei bekanntem Volumen die mittlere Lagerungsdichte bestimmt werden.

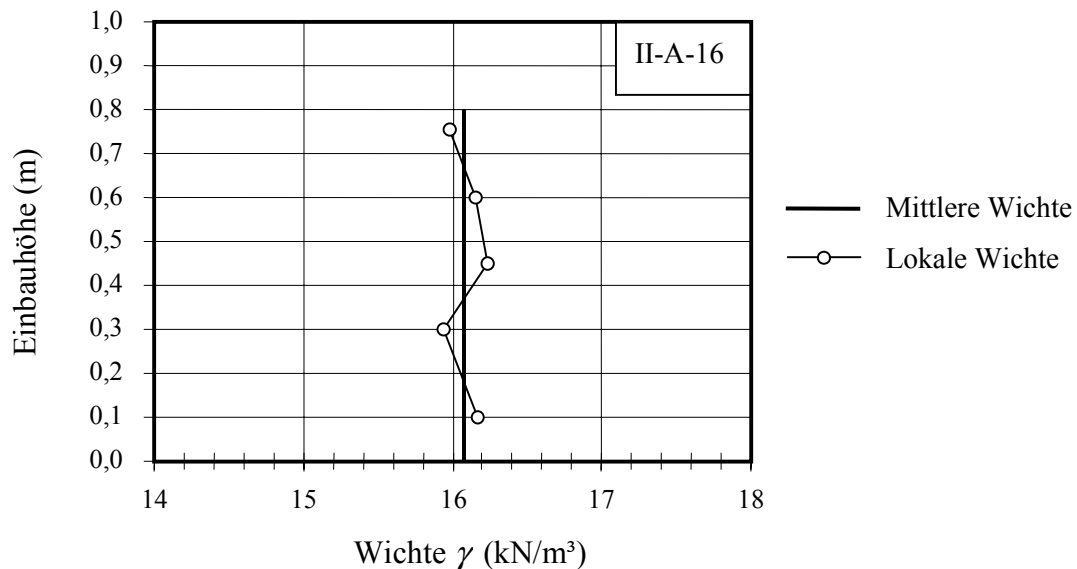


Bild 3.7: Ermittelte lokale Wichte im Vergleich zur mittleren Wichte im Versuchskasten

Bei zwei Versuchen wurde die Lagerungsdichte des eingebauten Sandes in verschiedenen Einbauhöhen punktwise geprüft. Durch die Aufstellung eines flachen Glasbehälters $\varnothing 100$ mm und $h = 15$ mm auf die Oberfläche und weiterer Berieselung wurde das Glas gefüllt. Nach völliger Füllung des Glasbehälters wurde dieser vorsichtig ausgegraben und die Oberfläche glatt abgezogen. Aus dem bekannten Rauminhalt und der gewogenen Sandmasse konnte die Wichte im Glasbehälter ermittelt werden. Es hat sich gezeigt, daß die gemessenen Wichte nur geringfügig von der mittleren Wichte im Versuchskasten abweicht (Bild 3.7).

3.2 Versuchsreihe I (kleinmaßstäbliche Versuche)

Die Notwendigkeit dieser Art der Modellversuche hat sich in der Planungsphase der eigentlichen großmaßstäblichen Versuche ergeben. Die kleinmaßstäblichen Versuche dienen als Hilfsmittel für die Abschätzung der zu erwartenden Kräfte und Verschiebungen sowie als Grundlage für die statische Bemessung des Versuchskastens, der Kraftübertragungseinrichtung und der Modellwand. Weiterhin sollten Lösungen für einige technische Probleme gefunden und getestet werden.

3.2.1 Versuchstechnik

Die Versuche wurden in einem Plexiglaskasten mit den Abmessungen $l = 60$ cm, $b = 29$ cm und $h = 32$ cm durchgeführt. Die Versuchswand war eine Plexiglasplatte mit einer Dicke von 22 mm die als starr angenommen werden kann.

Die Einbindetiefe t betrug 23 cm und der Hebelarm $h = 9,4$ cm. Gemessen wurden die resultierende Zugkraft und die Kopfverschiebung der Wand (Bild 3.8). Dabei wurde das Zugseil so an der Wand befestigt, daß die Zugkraft horizontal und ihre Angriffshöhe immer konstant blieb. Die Antriebsvorrichtung bestand aus einem Elektromotor und einem Seil (Bild A.1). Das Auslenken der Modellwand erfolgte bei allen Versuchen mit einer konstanten Geschwindigkeit von 8,6 mm/min am Modellwandkopf. Alle Versuche wurden bis zum Erreichen des Bruchzustandes durchgeführt. Die Meßtechnik bestand aus einer Kraftmeßdose und einem Wegaufnehmer. Der Verschiebungsweg und die Zugkraft wurden am Wandkopf gemessen. Die Meßdaten sind von einem Computer erfaßt worden.

Die Lage der sich einstellenden Drehachse der freistehenden Wand wurde während des Versuches manuell gemessen.

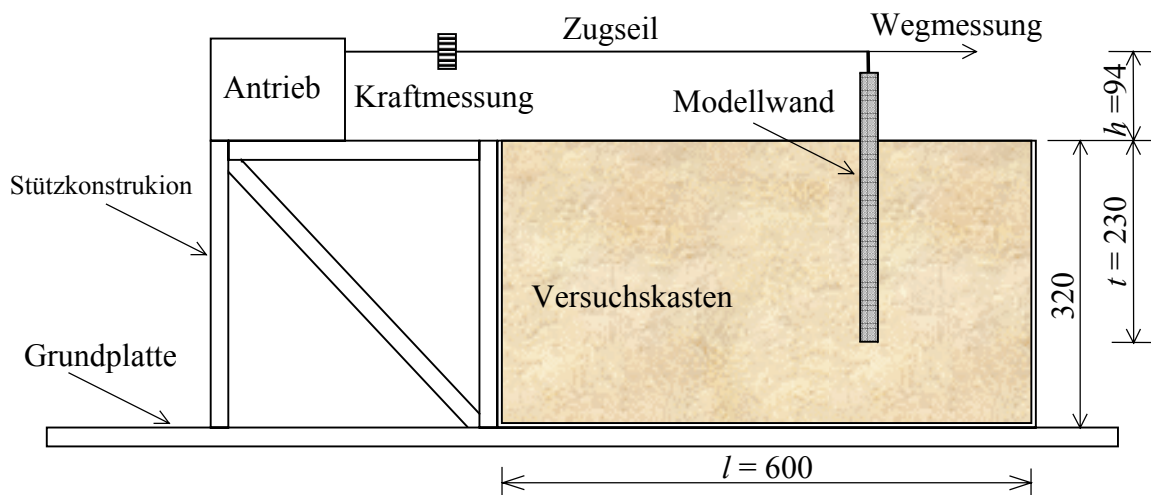


Bild 3.8: Prinzipskizze der Kleinmaßstabversuche

Als Versuchsboden kam trockener Mittel-Feinsand mit der Bezeichnung „Dresdner Heller-Sand 93“ zum Einsatz. Der Reibungswinkel φ ist mit Hilfe von Rahmenscherversuchen ermittelt worden und kann nach [9] in Abhängigkeit von D mit der Regressionsgleichung (3.1) dargestellt werden.

$$\tan \varphi = 0,353 \cdot D + 0,648 \quad (3.1)$$

Bei den Versuchen K01 bis K08 erfolgte der Sandeinbau durch Einschütten in den Versuchskasten. Eine dichte Lagerung wurde durch lagenweises Stampfen erreicht, wobei allerdings festzustellen war, daß der Sand sich dabei entmischt hatte. Bei den weiteren Versuchen K09 bis K13 wurde der Sand mit Hilfe des Sandregenverfahrens eingebracht. Dabei wurden einige Rieseltechniken getestet, um das optimale Einbauverfahren zu finden.

3.2.2 Versuchsauswertung

Bei den Versuchen wurde die Lagerungsdichte D variiert. Der Einfluß von D auf die maximal erreichte Zugkraft P_h (Bild 3.9) ist eindeutig erkennbar. Die Mobilisierung von P_h in Abhängigkeit der Kopfverschiebung ist in Bild 3.10 beispielhaft für dichte und lockere Lagerung dargestellt.

Die Drehachse lag am Anfang des Versuches am Wandfuß. Mit zunehmender Kopfverschiebung wanderte die Drehachse nach oben. Die Lage der Drehachse änderte sich nach Versuchsbeginn rasch und erreichte in nahezu allen Versuchen nach einer Verdrehung α von ca. $1,5^\circ$ bis $2,0^\circ$ ihre Endlage bei durchschnittlich $0,25 \cdot t$, gemessen vom Fußpunkt.

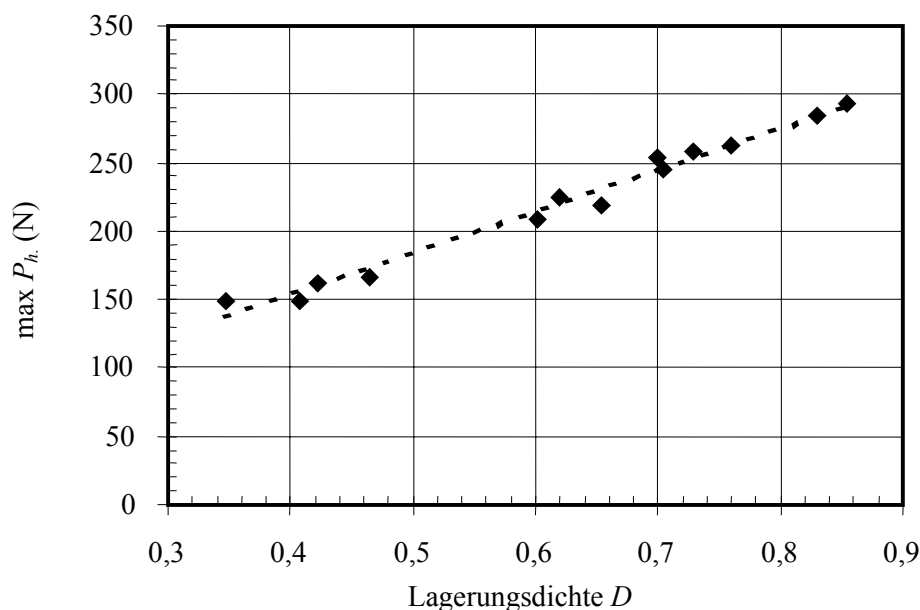


Bild 3.9: Bruchlast in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, Versuchsreihe I

Die gewonnenen Informationen fließen in die Planung der großmaßstäblichen Versuche ein. So wurde z. B. das Einbauverfahren des Sandes optimiert (siehe Abschnitt 3.1).

Die maximal notwendige Schubkraft für die großmaßstäblichen Versuche (Versuchsart A) wurde unter Einbeziehung des Modellgesetzes zu 20 kN ermittelt. Weiterhin wurden die Geometrie und der Meßbereich der einzelnen Meßdosen (Abschnitt 3.3.1) auf Grund dieser Versuche optimiert.

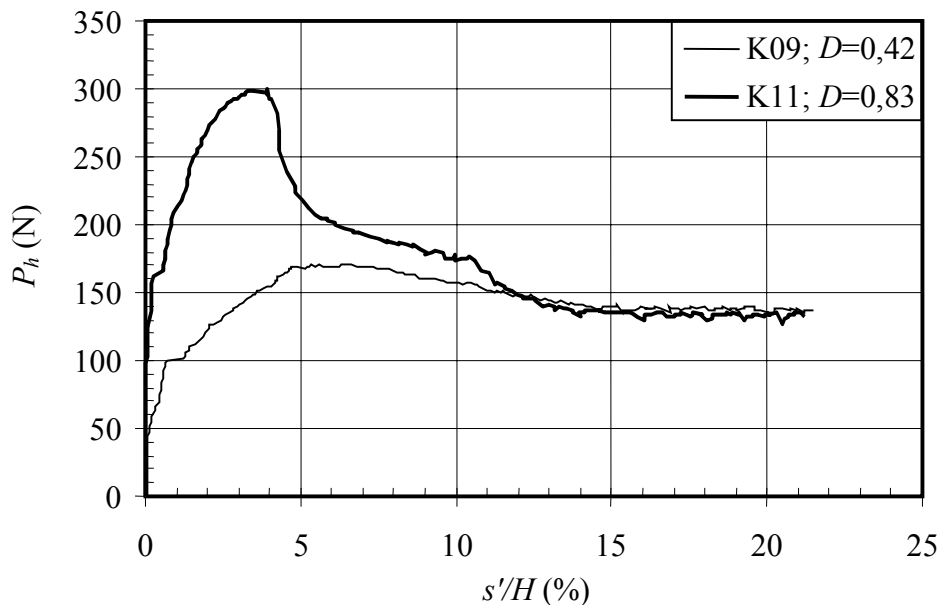


Bild 3.10: Mobilisierung der Kraft P_h in Abhängigkeit der Kopfverschiebung

3.3 Versuchsreihe II (großmaßstäbliche Versuche)

Ziel der großmaßstäblichen Versuche war es, Aussagen zum Spannungs–Verformungsverhalten und zum Bruchvorgang zu gewinnen. Mit den gewählten Abmessungen des Versuchsstandes und der Versuchswand wurden Modelleffekte minimiert, wie z. B. das niedrige Spannungsniveau. Die lückenlose Messung der Spannungen in der normalen und tangentialen Richtung ermöglicht eine genaue Erfassung der Spannungszustände im Versuchsverlauf.

3.3.1 Versuchstechnik

In Bild 3.11 ist die Modellwand und ihre Lage im Versuchskasten dargestellt. Der Versuchskasten (Bild A.5) hatte die Innenabmessung $l = 2,75$ m, $b = 1,00$ m und $h = 1,5$ m. Die Seitenwände bestanden aus einer steifen, aufgelösten Stahlkonstruktion, vor welcher innen eine 22 mm dicke Plexiglasscheibe angeordnet war, um Bewegungen im Boden beobachten zu können.

Die Modellwand wurde aus einem biegesteifen Stahlgerüst, 0,1 m dick, 1,0 m breit und 1,6 m hoch hergestellt. Die Oberfläche der Meßwand (Bild 3.12) war poliertes Hartaluminium. Die Einbindetiefe im Boden betrug bei der Versuchsart A während des ganzen Versuches und bei der Versuchsart B zu Beginn 1,2 m.

Die Länge des Kragarms betrug bei der Versuchsart A 0,4 m.

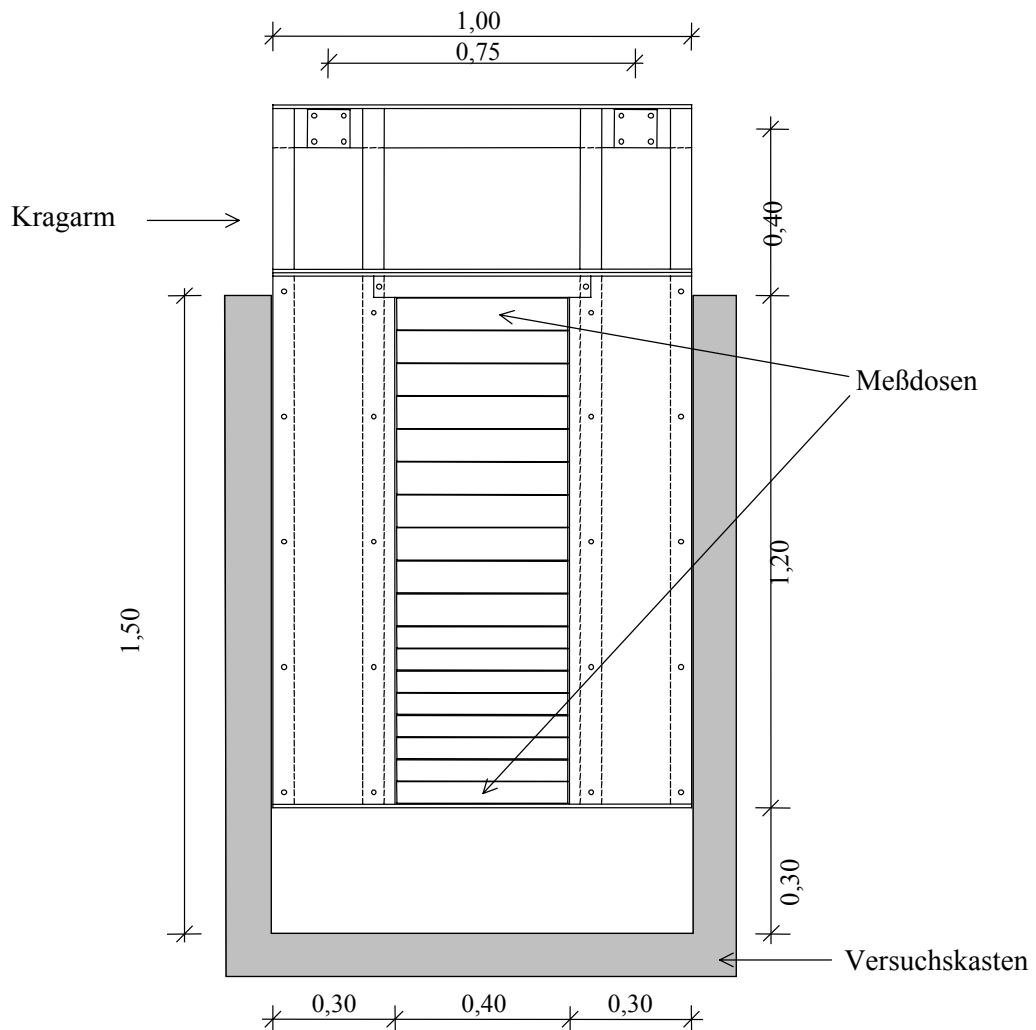


Bild 3.11: Geometrie der Versuchsanlage, alle Einheiten in (m)

Damit der Einfluß der Reibung an den Seitenwänden des Kastens auf die Meßergebnisse weitgehend ausgeschaltet werden konnte, waren die Meßdosen nur im mittleren Bereich der Wand angeordnet (Bild 3.11 und Bild 3.12).

Die Erddruckmessung erfolgte durch Meßdosen beiderseits der Wand (Bild A.6). Diese am Institut für Geotechnik der TU-Dresden entwickelten Meßdosen mit rechteckiger Meßfläche messen jeweils die wirksame normale und auch die tangentielle Erddruckkraft. Der Aufbau der Meßdosen ist in Bild 2.12 dargestellt.

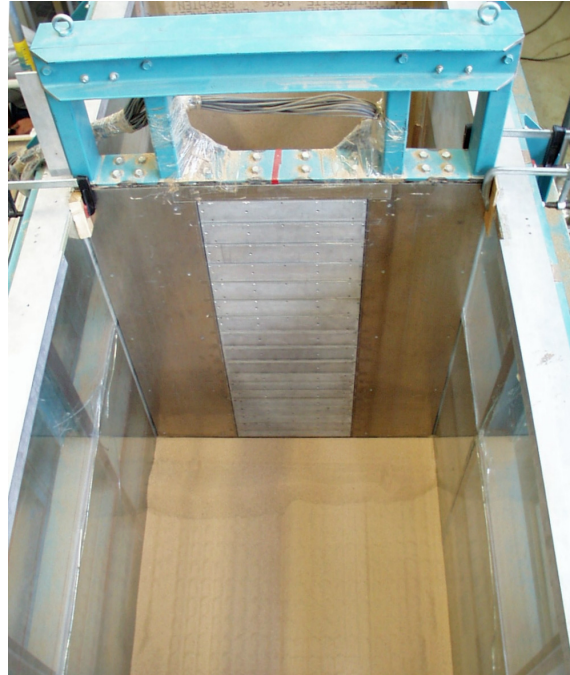


Bild 3.12: Modellwand im eingebauten Zustand

Die Messung der Kräfte erfolgte durch die Erfassung der Längenänderung der innerhalb der Meßdose angeordneten Kraftaufnehmer mittels verklebter Dehnmeßstreifen (DMS) in Vollbrückenschaltung (Bild 3.13). Die Kraftaufnehmer sind empfindlich genug, um geringe Kräfte zu erfassen und so stark bemessen, daß sie sich bei maximalen Kräften nicht plastisch verformen. Durch Kalibrierung jedes einzelnen Aufnehmers mit vordefinierten und stufenweise geänderten Lasten, Lastbereich 0 kN bis 1,2 kN, kann die Abhängigkeit zwischen der gemessenen Stauchung des Aufnehmers und der wirkenden axialen Kraft mathematisch beschrieben werden.



Bild 3.13: Verwendete Aufnehmer für die Messung der Erddruckkräfte

Um die geplante Meßauflösung erreichen zu können, waren 18 Meßdosen pro Seite der Modellwand erforderlich. Zur Optimierung der Messungen wurden die Höhen der Meßdosen je

nach Meßbereich festgelegt. Oberhalb der Drehachse kamen Meßdosen mit einer Höhe von 75 mm zur Anwendung. Um die Auflösung unterhalb der Drehachse zu erhöhen, wurde dort die Höhe der Meßdosen auf 50 mm herabgesetzt.

Die Lage der Modellwand im Versuchskasten wurde mittels vier horizontaler und eines vertikalen Wegaufnehmers während des Versuches kontinuierlich gemessen. Die Oberflächenverformung des Modellbodens ist mit 10 Wegaufnehmern, die an einer Meßbrücke (Bild 3.14) über dem Versuchskasten angeordnet waren, gemessen worden.

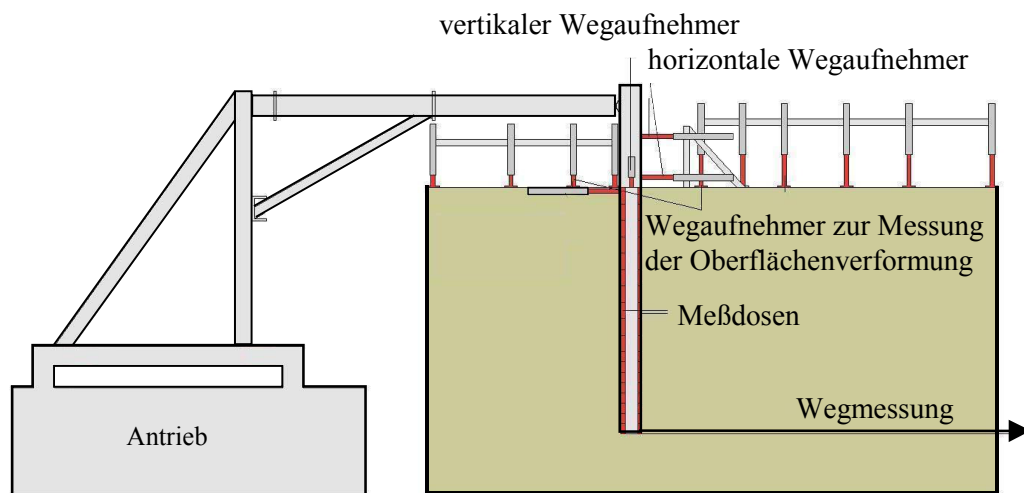


Bild 3.14: schematische Darstellung des Meßsystems

Insgesamt wurden 198 Meßkanäle registriert. Die Meßwerte wurden in Zyklen von je 30 Sekunden erfaßt. Die Abfragedauer aller Meßkanäle für einen Meßzyklus betrug ca. 4 Sekunden. Die Steuerung des Versuches und die Erfassung der Meßwerte erfolgten mit einem Rechner und vier Vielstellen-Messgeräten (UPM 60).

3.3.2 Versuchsdurchführung

Die Versuche begannen mit dem Einbau der unteren Sandschicht bis zu einer Dicke von 0,3 m. Als nächster Schritt wurde die Modellwand (Bild 3.12) eingebaut, justiert und arretiert. Die Kraftaufnehmer in den Meßdosen wurden auf Null abgeglichen. Danach wurde der Sand auf beiden Seiten der Modellwand eingerieselt, wobei darauf geachtet wurde, daß trotz Fixierung der Wand die Höhendifferenz zwischen der linken und rechten Seite (Bild A.5) nicht mehr als 5,0 bis 7,0 cm betrug, damit keine Verschiebungen vor Versuchsbeginn stattfinden konnten.

Nach Beendigung des Sandrieselns wurden die Wegaufnehmer und die Kragarme (Versuchsart A) montiert (Bild 3.15) und die Fixierung der Wand entfernt.

Bei Versuchsreihe B sind die Oberflächenverformungen auf der Aushubseite nicht erfaßt worden. Vor Versuchsbeginn wurden die Wegaufnehmer auf Null abgeglichen.

Bei den Untersuchungen ist die Lagerungsdichte gezielt zwischen mitteldichter bis dichter Lagerung ($D = 0,39$ bis $0,67$) variiert worden.



Bild 3.15: Versuchsanlage vor Beginn der Versuchsdurchführung (Versuchsart A)

Der Vorschub der Modellwand erfolgte bei den Versuchen der Versuchsart A mit einer konstanten Geschwindigkeit von $1,0 \text{ mm/min}$ am Modellwandkopf. Die maximal erreichbare Verschiebung des Wandkopfes beträgt 120 mm . Dies entspricht einer Verschiebung von $s = 0,075 \cdot H$ und einer maximalen Wandverdrehung α von ca. 5° . Bei der Versuchsart B wurde der Boden auf der Baugrubenseite lagenweise ausgebaut bis der Bruchzustand eintrat.

3.4 Versuchsauswertung

Nachfolgend werden die Ergebnisse der durchgeführten großmaßstäblichen Versuche (Tabelle A.2) dargestellt und diskutiert. Bei der Auswertung wird die Vorzeichenregel der DIN 4085-2004 [29] (Bild 3.22) verwendet.

3.4.1 Tiefenlage der Drehachse und des Spannungsnullpunkts

Im Versuchsverlauf drehte sich die Wand um eine Achse, die sich auf Grund des Kräftegleichgewichts im Boden frei einstellen konnte. Die Lage der Drehachse wanderte von einer tiefen Lage am Anfang mit zunehmender Kopfverschiebung nach oben. Es wurde in den Versuchen beobachtet, daß die gemessene geometrische Lage der Drehachse nicht mit dem Spannungsnullpunkt aus der Links–Rechts–Spannungsdifferenz (Bild 3.16) übereinstimmt.

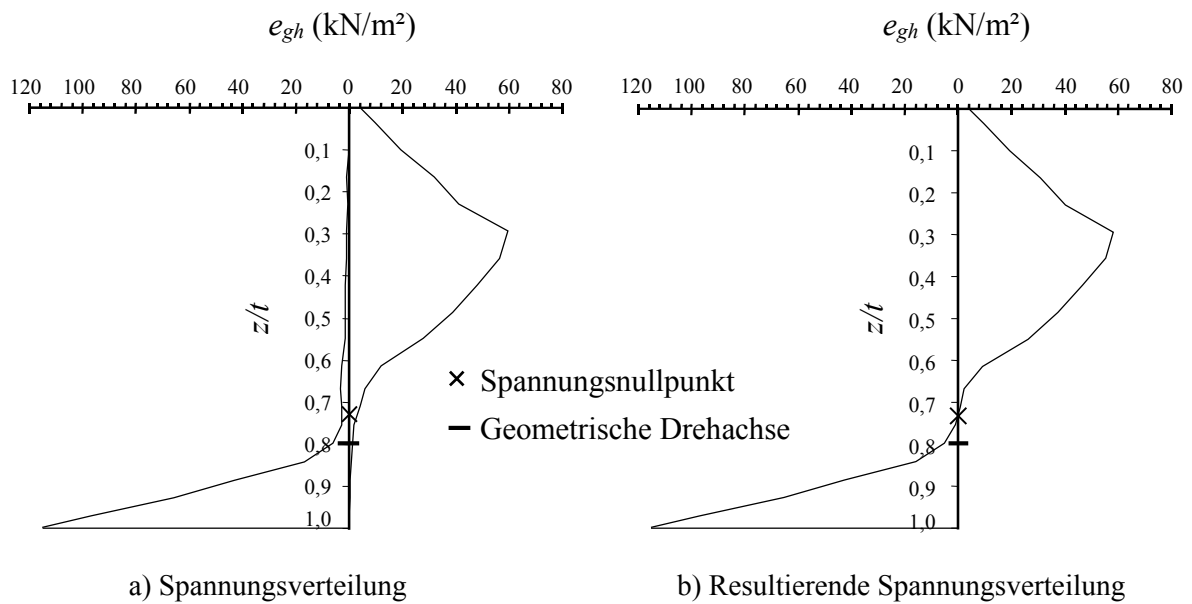


Bild 3.16: Lage der Drehachse und Spannungsnullpunkt im Grenzzustand, II-A-18

Einen ähnlichen Effekt hat RAUH [70] bei seinen Modellversuchen auch festgestellt. Jedoch beträgt der Unterschied bei RAUH durchschnittlich $0,12 \cdot t$ und bei den eigenen Versuchen $0,06 \cdot t$.

Bei der Versuchsreihe II-A erreichen die Drehachse und der Spannungsnullpunkt relativ schnell ihren Endwert im Laufe des Versuches. Nach einer Kopfverschiebung von $s'/H = 2\%$ bis 3% ändert sich die Lage des Spannungsnullpunktes fast nicht mehr. Die Änderung der Lage der Drehachse war später bei $s'/H = 4\%$ bis 5% beendet (Bild 3.17).

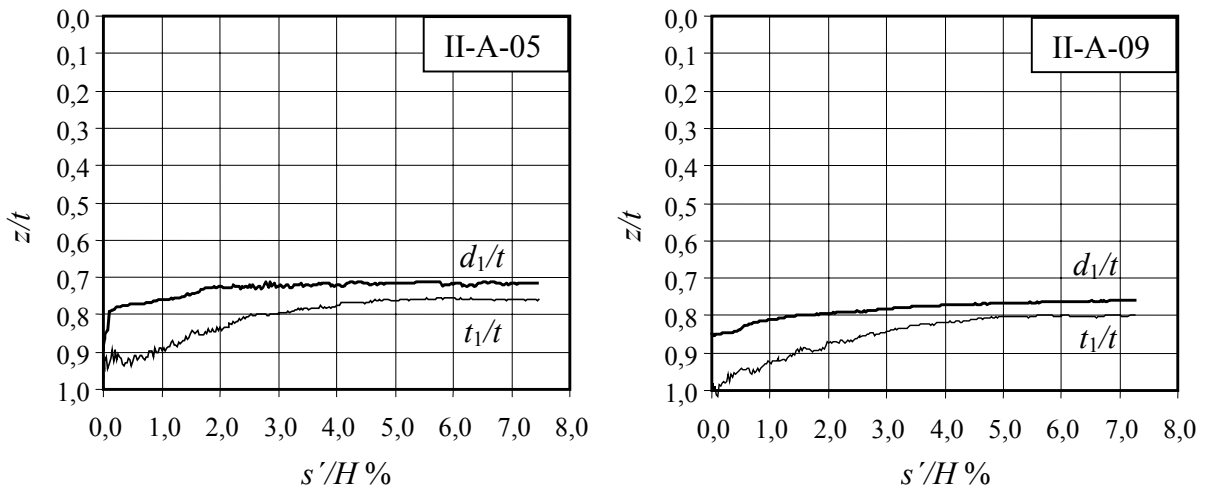


Bild 3.17: Lage der Drehachse und des Spannungsnullpunkts in Abhängigkeit von der Kopfverschiebung

Die Lagerungsdichte des Bodens hat einen geringen Einfluß auf die Lage der Drehachse und des Spannungsnullpunkts. Je dichter der Boden ist, um so höher stellt sich die Lage beider Punkte ein. In Bild 3.18 ist die auf die Einbindetiefe bezogene Lage der Drehachse sowie des Spannungsnullpunkts im Grenzzustand in Abhängigkeit der Lagerungsdichte dargestellt.

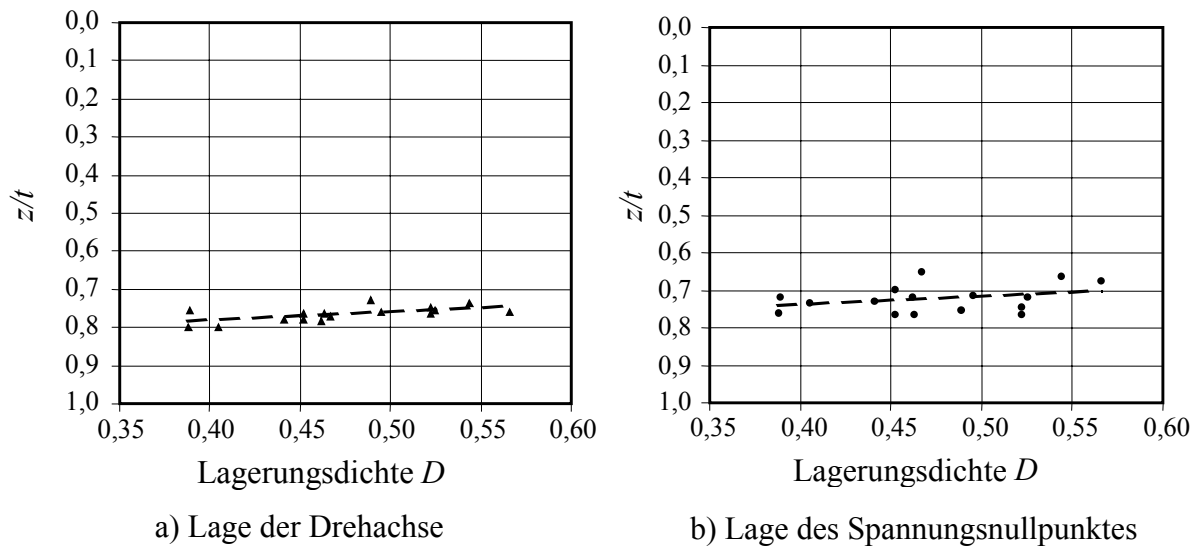


Bild 3.18: Einfluß der Variation der Lagerungsdichte des Bodens

Die Drehachse lag bei Versuchsende bei $t_1/t = 0,73$ bis $0,80$ und kann mit einer linearen Regression in Abhängigkeit der Lagerungsdichte wie folgt beschrieben werden:

$$t_1/t = 0,88 - 0,24 \cdot D \tag{3.2}$$

Die Gegenüberstellung mit ähnlichen Versuchen aus der Literatur ergibt vergleichbare Ergebnisse. Nach LAUMANS [57] liegt die Drehachse bei durchschnittlich $t_1/t = 0,67$ bis $0,77$ und nach RAUH [70] bei $0,74$ bis $0,79$. BICA & CLAYTON [17] geben die Lage der Drehachse im Bruchzustand bei $0,75$ unabhängig von der Lagerungsdichte oder Oberflächenrauigkeit der Wand an.

Der Spannungsnulldpunkt stellte sich bei Versuchsende bei $d_1/t = 0,68$ bis $0,81$ ein und kann mit einer linearen Regression in Abhängigkeit der Lagerungsdichte wie folgt beschrieben werden:

$$d_1/t = 0,84 - 0,20 \cdot D \tag{3.3}$$

KING [51] hat auf Grund von Zentrifugenversuchen die Lage des Spannungsnulldpunkts unabhängig von den Bodeneigenschaften mit $d_1/t = 0,65$ (Abschnitt 2.2.4) angegeben. Diese Annahme kann durch die eigenen Versuche nicht bestätigt werden.

Die Nachrechnung der Versuche mit der Gleichung (2.29) von DAY [25] ergibt eine bessere Übereinstimmung. Die Lage des Spannungsnulldpunkts nach Gleichung (3.3) sowie (2.28) und (2.29) ist im Bild 3.19 dargestellt.

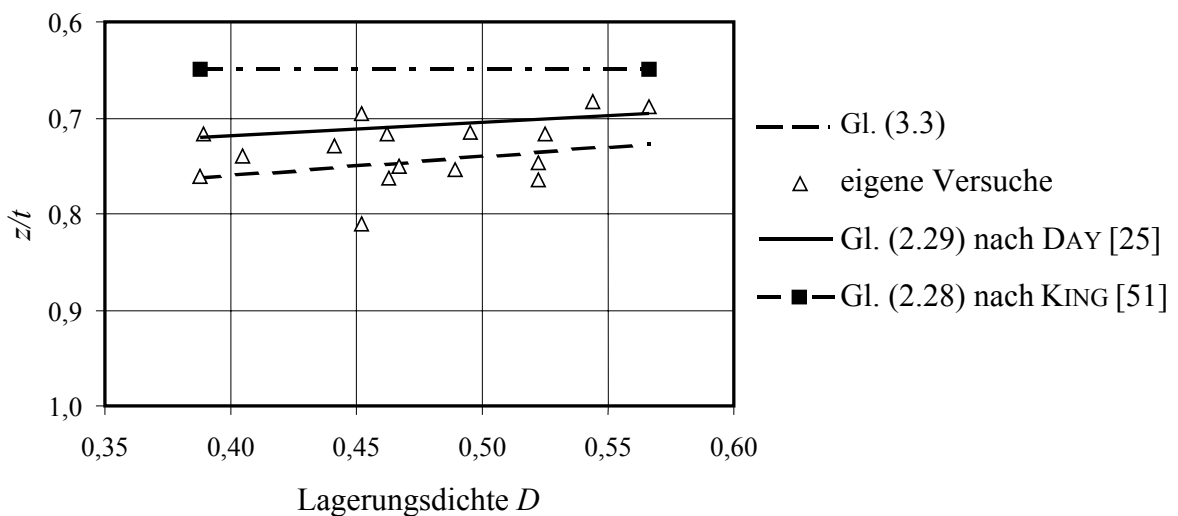
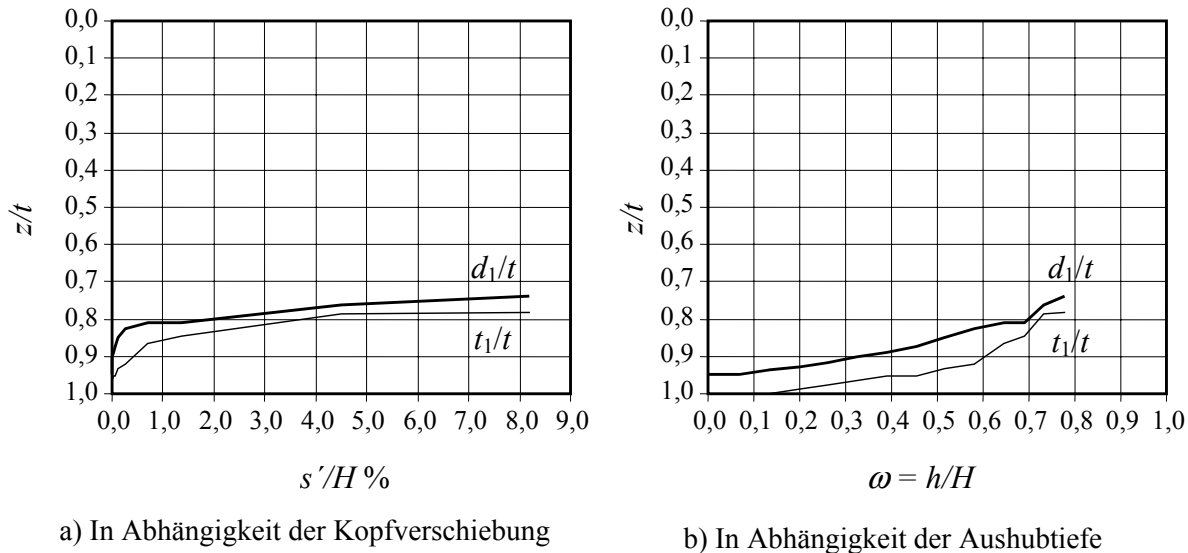


Bild 3.19: Berechnete und gemessene Lage des Spannungsnulldpunktes im Grenzzustand

Die Simulation des Baugrubenaushubs liefert im Vergleich zu der Versuchsreihe II-A ähnliche Ergebnisse. Die Mobilisierung der Lage der Drehachse sowie des Spannungsnullpunkts sind in Bild 3.20 am Beispiel Versuch II-B-02 dargestellt.



a) In Abhängigkeit der Kopfverschiebung

b) In Abhängigkeit der Aushubtiefe

Bild 3.20: Mobilisierung der Lage der Drehachse und des Spannungsnullpunktes, II-B-02

Vergleicht man die gemessenen Durchschnittswerte mit den vorgeschlagenen Regressionen Gleichung (3.2), (3.3) und (2.29) so ergeben sich die in Tabelle 3.2 dargestellten Ergebnisse.

Im Vergleich zwischen den Meßergebnissen der Versuchsreihen II-A und II-B scheint die Lage des Spannungsnullpunktes und der Drehachse bei Versuchsreihe II-B etwas tiefer zu liegen. Die relative Abweichung bleibt unter 3 %. Unter Berücksichtigung der Streuung der Meßergebnisse kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die Ergebnisse der beiden Versuchsreihen diesbezüglich identisch sind.

| Versuchsreihe | Messung | | Berechnung | | |
|---------------|---------|---------|--------------------|--------------------|---------------------|
| | t_1/t | d_1/t | t_1/t nach (3.2) | d_1/t nach (3.3) | d_1/t nach (2.29) |
| II-A | 0,77 | 0,72 | 0,77 | 0,72 | 0,71 |
| II-B | 0,78 | 0,74 | 0,76 | 0,72 | 0,70 |

Tabelle 3.2: Durchschnittswerte für t_1/t und d_1/t aus Messung und Berechnung

Um die Auswertung sowie das Vergleichen mit Modellversuchen aus der Literatur zu erleichtern wird der Spannungsnullpunkt als Trennlinie für die untersuchten Bereiche angenommen. Diese Trennung ist gleichzeitig ein wichtiger Teil des neuen Berechnungsverfahrens gemäß Abschnitt 5.

Dabei wird zwischen stützenden (1 u. 4) sowie belastenden (2 u. 3) Bereichen oberhalb und unterhalb des Spannungsnullpunkts an der Vorderseite und Rückseite der Wand (Bild 3.21) unterschieden.

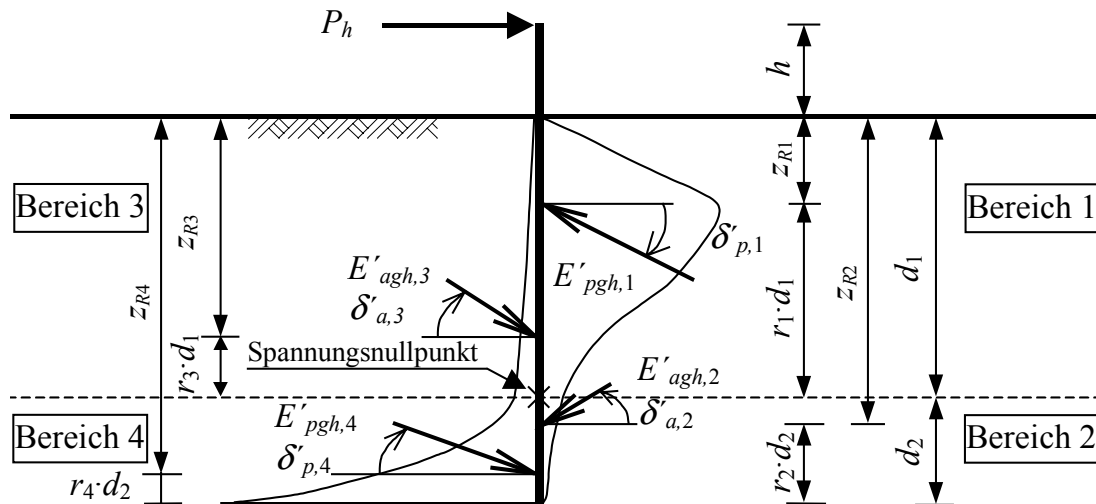


Bild 3.21: Schematische Darstellung der Erddruckverteilung in den Bereichen 1 bis 4

3.4.2 Erddruckverteilung und Erddruckbeiwerte

Die lückenlose Belegung der Meßwand mit Meßdosen bei den eigenen Versuchen erlaubt eine unmittelbare und genaue Erfassung der Spannungsverteilung über die Wandhöhe im Verlauf eines Versuches. Allerdings mußte bei der Versuchsreihe II-B ein Verlust der feinen Auflösung der Messung mit fortschreitender Aushubtiefe gegenüber der Versuchsreihe II-A in Kauf genommen werden.

Die horizontalen und vertikalen Komponenten des Erddruckes je Meßdose werden in Abhängigkeit des Wandverdrehungswinkels α aus den gemessenen normalen und tangentialen Kräften, s. Abschnitt 3.3.1, nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) ermittelt. Der Betrag von α wird in den nachfolgenden Gleichungen eingesetzt, da die Bereiche 1 bis 4 durch den Spannungsnullpunkt und nicht durch die Drehachse unterteilt werden.

$$e_{gh(i)} = e_{n(i)} \cdot \cos|\alpha| \pm e_{t(i)} \cdot \sin|\alpha| \quad (3.4)$$

$$e_{gv(i)} = \pm e_{n(i)} \cdot \sin|\alpha| \pm e_{t(i)} \cdot \cos|\alpha| \quad (3.5)$$

Der normierte Erddruck pro Meßdose beträgt:

$$K_{gh(i)} = \frac{e_{gh(i)}}{\gamma \cdot z_{(i)}} \quad (3.6)$$

Der Erddruckneigungswinkel beträgt:

$$\delta_{(i)} = \arctan \left(\frac{e_{t(i)}}{e_{n(i)}} \right) \quad (3.7)$$

Die Vorzeichen (+) bzw. (-) in den Gleichungen (3.4) und (3.5) entsprechen der Vorzeichenregel der DIN 4085-2004 [29], (Bild 3.22).

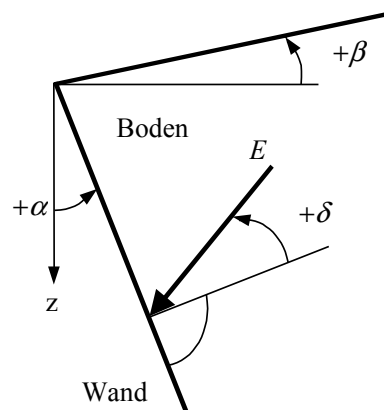


Bild 3.22: Vorzeichenregel nach DIN 4085-2004 [29]

Nach Beendigung des Sandeinbaus und vor Beginn eines Versuches stellte sich auf beiden Seiten der Modellwand annähernd eine Dreiecksverteilung des Erddruckes (Bild 3.23 a) ein. In dimensionsloser Darstellung des normierten Erddruckes über die Wandhöhe ergibt sich die in Bild 3.23 b dargestellte Verteilung.

Da noch keine Verschiebungen stattgefunden haben, wurde in diesem Zustand der Erddruck E_{0g} nach Gleichung (3.8) erwartet. Tatsächlich wurden geringere Erddrücke gemessen. Ähnliches ist in der Literatur wie z. B. bei VOGT [83], FRANKE [36] und ARNOLD [8] zu finden. Diese Abweichung ist vermutlich auf die angewendeten Einbauverfahren des Sandes zurückzuführen.

$$E_{0g} = E_{0gh} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot t^2 \cdot K_{0gh} \quad (3.8)$$

mit $K_{0g} = K_{0gh} = 1 - \sin \varphi \quad (3.9)$

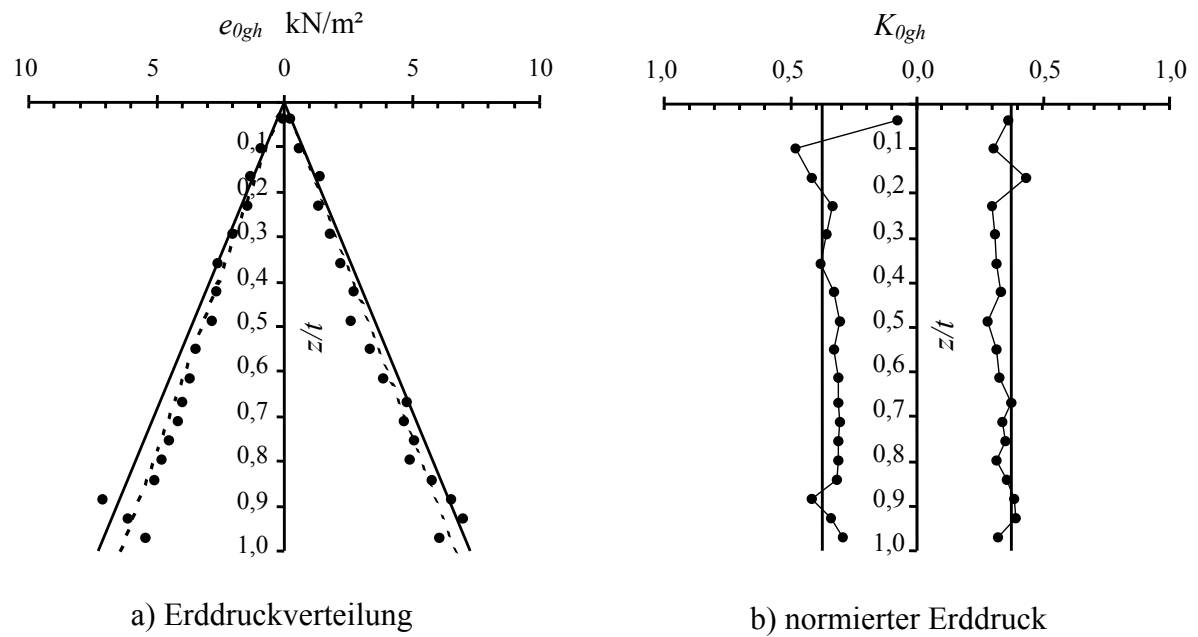


Bild 3.23: horizontale Erddruckverteilung im Ausgangszustand am Beispiel II-B-01

Es wurden beim Sandeinbau nach unten gerichtete Tangentialkräfte (Bild 3.24) geweckt. Somit ist im Ausgangszustand die Erddruckneigung $\delta_0 \neq 0^\circ$. Näherungsweise betrug der Mittelwert der Erddruckneigung für alle Versuche im Ausgangszustand:

$$\delta_0 = 0,5 \cdot \varphi \tag{3.10}$$

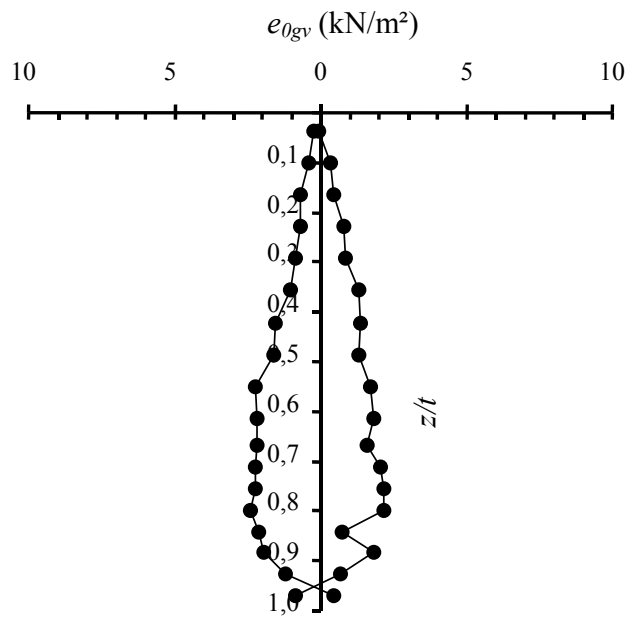


Bild 3.24: Verteilung der vertikalen Komponenten des Erddruckes über die Wandhöhe im Ausgangszustand am Beispiel II-B-01

Berechnet man den Erddruck unter Berücksichtigung der Erddruckneigung im Ausgangszustand nach Gleichung (3.11) von GÜNTHER [43] so ergibt sich das im Bild 3.25 dargestellte Ergebnis.

$$K_{0gh} = K_1 \cdot f \cdot \frac{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \delta_0} \quad (3.11)$$

mit $K_1 = \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \cdot \cos^2 \beta$, $\tan \alpha_1 = \sqrt{\frac{1}{1/K_1 + \tan^2 \beta}}$ und $f = 1 - |\tan \alpha \cdot \tan \beta|$

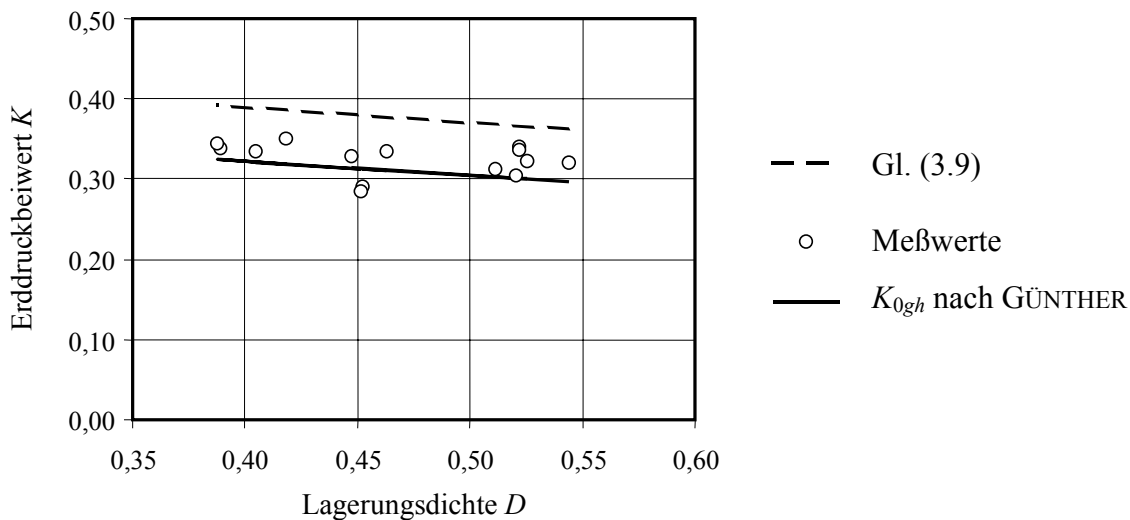


Bild 3.25: Erddruckbeiwerte im Ausgangszustand

Spannungsverteilung im Versuchsverlauf

Auf Grund der großen Steifigkeit der Modellwand wurde nach einer geringen Kopfverschiebung der belastende und stützende Erddruck über die gesamte Wandhöhe mobilisiert (Bild 3.26). Ein qualitativer Unterschied bei der Spannungsverteilung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte konnte dabei nicht festgestellt werden. Es hat sich bei allen Versuchen der in Bild 3.27 dargestellte charakteristische Verlauf der Spannungsverteilung eingestellt. In den oberflächennahen Zonen und im Bereich 2 sind die gemessenen Kräfte gering. Sie liegen teilweise außerhalb der abgesicherten Meßgenauigkeit der eingesetzten Meßtechnik und weisen punktuell große Schwankungen auf. Bei der Auswertung wurden die extremen Werte, die durch Meßungenauigkeit entstanden sein könnten, nicht berücksichtigt.

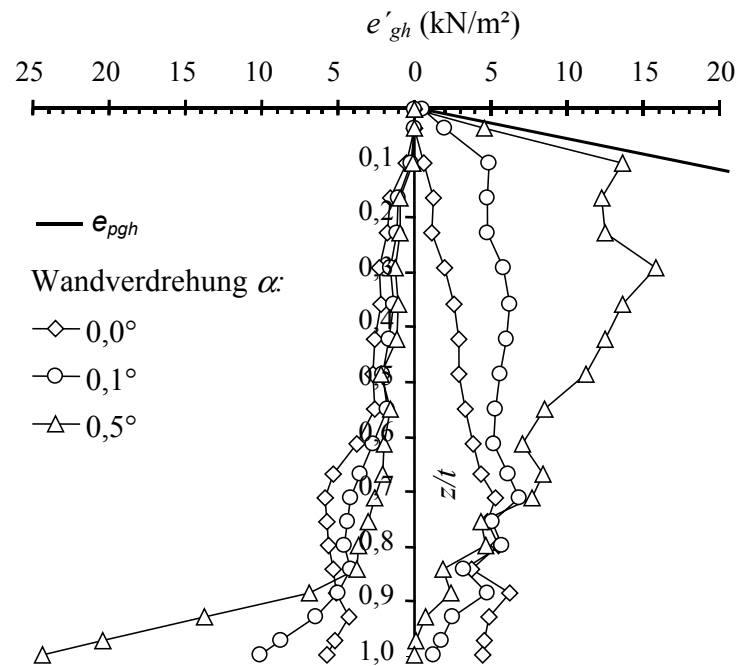


Bild 3.26: Erddruckverteilung nach einer geringen Kopfverschiebung (Versuch II-A-18)

Spannungsverteilung im Bereich 1

In diesem Bereich bewegt sich die Wand gegen den Boden. Dadurch wird der stützende Erddruck mobilisiert. Diese Bewegungsart ist mit der Grundbewegungsart „Drehung der Wand um den Wandfuß“ vergleichbar. Wie bereits im Abschnitt 3.4.1 dargestellt, entspricht das untere Ende des untersuchten Bereiches der Lage des Spannungsnullpunkts und nicht der Lage der Drehachse (Bild 3.21).

Unmittelbar nach Versuchsbeginn stellte sich eine annähernd parabolische Erddruckverteilung ein (Bild 3.26). Der stützende Erddruck konzentriert sich dabei im oberen Wandbereich und fällt zum Spannungsnullpunkt deutlich ab. Bei weiterer Verdrehung der Wand stellte sich im oberen Wandbereich der größtmögliche Erddruck, der passive Erddruck bei voller Mobilisierung des Neigungswinkels des Erddruckes, s. Abschnitt 3.4.5, ein (Bild 3.27). Eine lineare Erddruckzunahme wurde ebenfalls bei den Versuchen von LAUMANS [57] gemäß Bild B.1 festgestellt. Die Maximalspannung liegt bei seinen Versuchen jedoch geringfügig höher als bei den eigenen Versuchen.

Bei Versuchsreihe II-B wurde der gleiche Anstieg des Erddruckes unter der Baugrubensohle wie bei Versuchsreihe II-A gemessen. Dieser entsprach dem Anstieg des passiven Erddruckes. Die Verteilung des Erddruckes bei Versuchsende ist beispielhaft in Bild 3.28 dargestellt.

Ähnliche Erddruckverteilungen findet man u. a. bei LYNDON & PEARSON [58] (Bild B.25) sowie bei FOURIE & POTTS [34], (Bild B.26).

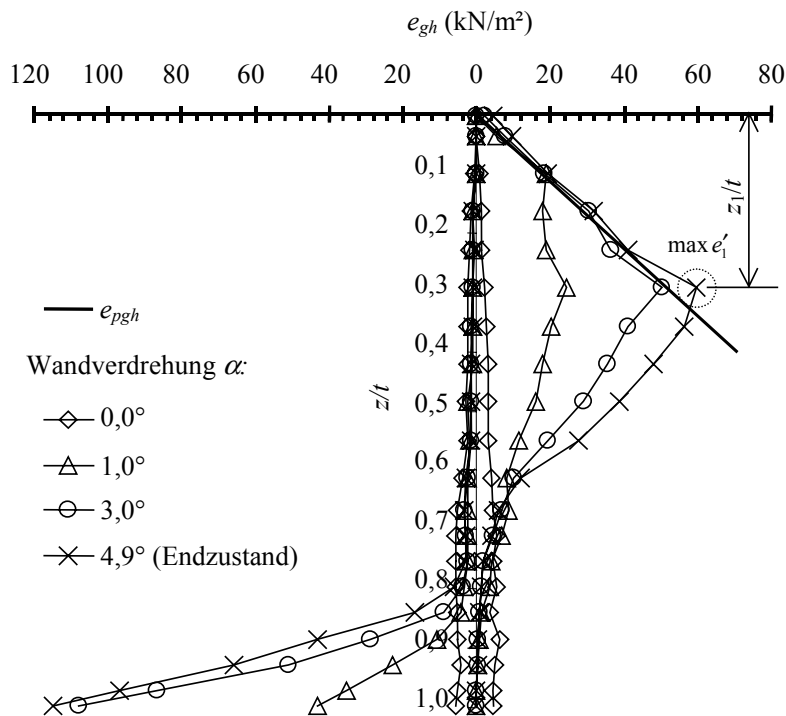


Bild 3.27: Erddruckverteilung im Laufe eines Versuches am Beispiel Versuch II-A-18

Bei allen Versuchen wurde an der Trennlinie zwischen Bereich 1 und 2 (Spannungsnullpunkt aus Links – Rechts - Differenz), s. Bild 3.16 sowie Bild 3.21, der kleinstmögliche Erddruck, der aktive Erddruck, gemessen (Bild 3.34).

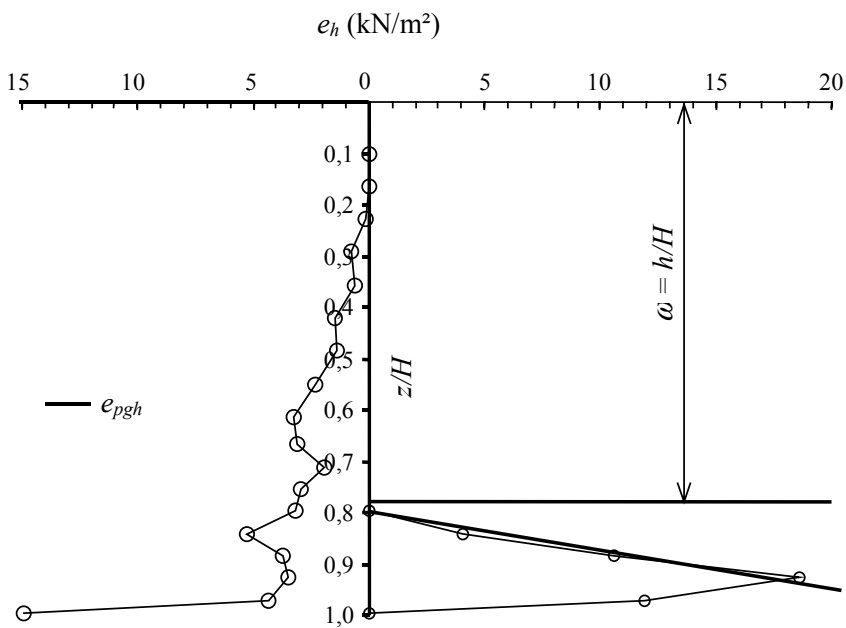


Bild 3.28: Erddruckverteilung kurz vor dem Versagen (Versuch II-B-03)

Im Bereich 1 ist die Maximalspannung etwa bei einer Tiefe $\max z_1 = 0,57 \cdot d_1$ unter Geländeoberfläche gemessen worden. Dies entspricht etwa $0,39 \cdot t$ und kann mit einer linearen Regression in Abhängigkeit der Lagerungsdichte wie folgt beschrieben werden:

$$\max z_1 / d_1 = 0,46 + 0,26 \cdot D \tag{3.12}$$

Die Lagerungsdichte des Bodens beeinflusst die Lage der maximalen Spannung $\max e'_1$. Je dichter der Boden ist, um so tiefer stellt sich die Lage des Punktes ein.

Ab der Tiefe z_1 nimmt der gemessene Erddruck bis zum Spannungsnullpunkt ab. Der Verlauf der Erddruckverteilung entspricht einer nach unten gekrümmten Kurve (Bild 3.27).

BARTL [13] hat ein ähnliches Mobilisierungsverhalten für den Fall der Fußpunktdrehung beschrieben. Bei seinen Versuchen nimmt der Erddruck bis zu einer Tiefe von etwa der halben Wandhöhe näherungsweise linear zu und erreicht dort seinen Maximalwert (Bild B.21). Analog zu den eigenen Versuchen nimmt ab dieser Tiefe der mobilisierte Erddruck wieder ab und ist am Wandfuß nahezu Null. In der DIN 4085-2004 [29] wird vereinfachend eine dreieckförmige Erddruckverteilung angesetzt, wobei der Größtwert des Erddruckes etwa in halber Wandhöhe liegt (Bild 3.30).

Der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Verteilung der Spannung ist im Bild 3.29 dargestellt.

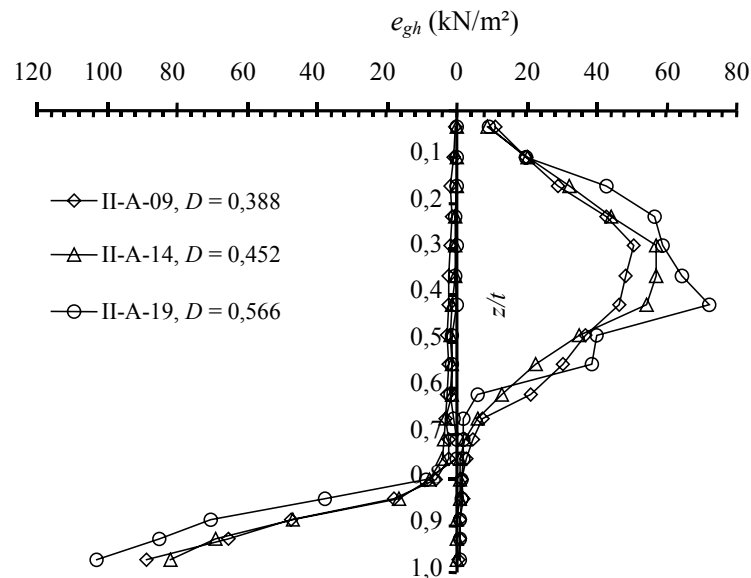
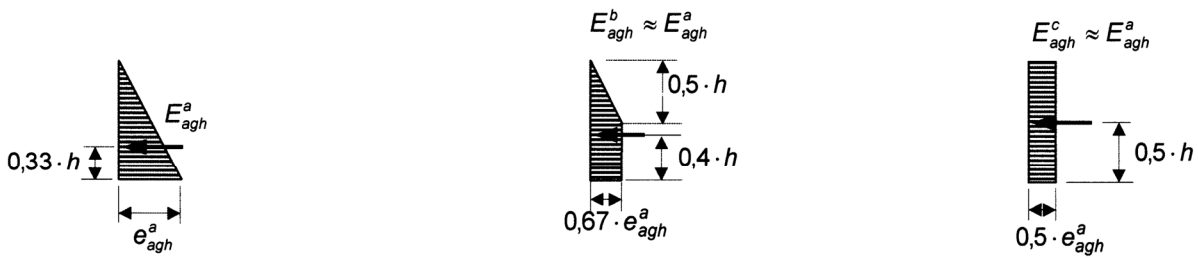
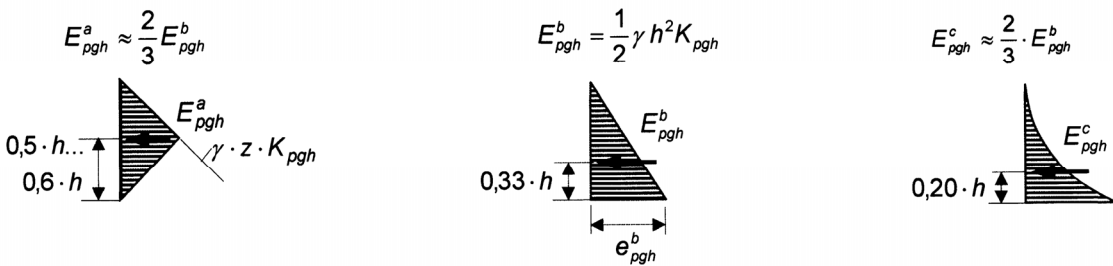


Bild 3.29: Verlauf der Erddruckverteilung bei Variation der Lagerungsdichte

Aktiver Erddruck:



Passiver Erddruck:

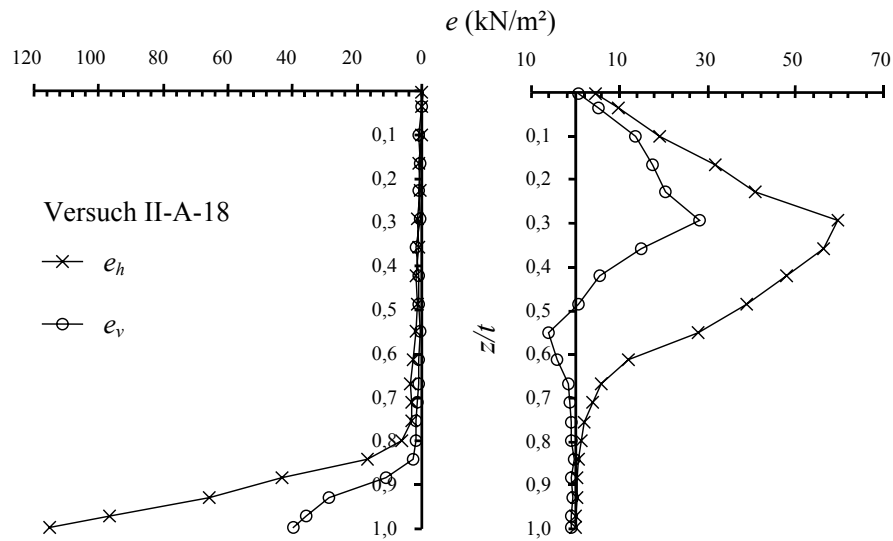


- a) Drehung um den Wandfuß b) Parallele Bewegung c) Drehung um den Wandkopf

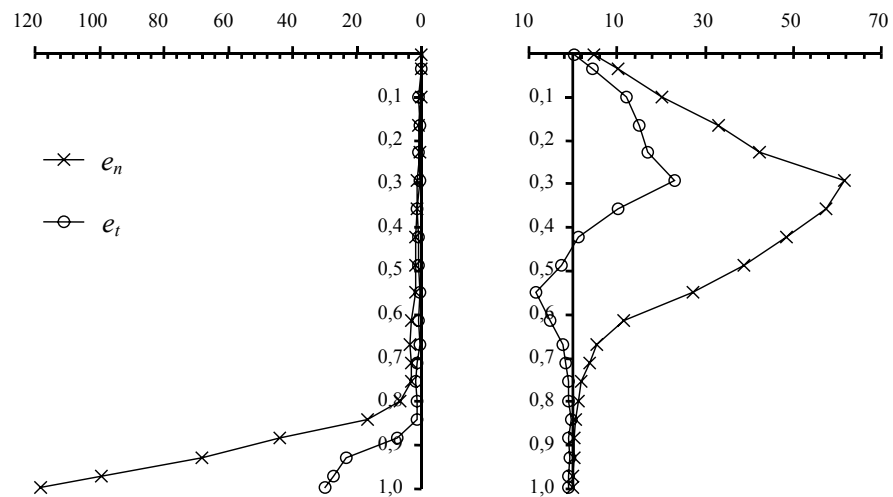
Bild 3.30: Vereinfachte Verteilung des Erddruckes nach DIN 4085-2004 [29]

Die gemessenen normalen und tangentialen Spannungen verlaufen nahezu parallel (Bild 3.31 und Bild A.11). In beiden Bildern sind die tangentialen und vertikalen Spannungen spiegelbildlich aufgetragen, um die Abhängigkeit von den normalen bzw. vertikalen Spannungen besser darstellen zu können.

Ähnliches ist bei BICA & CLAYTON [17] (Bild B.5) und ROSCOE [6] (Bild B.9) zu finden. Die Extremwerte treten etwa an dem selben Punkt auf. Bemerkenswert ist, daß sich bei allen Versuchen die Richtung der tangentialen Kräfte im Bereich 1 bei durchschnittlich $z/t = 0,4$ bzw. $z/d_1 = 0,6$ ändert. Grund dafür ist die Änderung der Richtung der Relativbewegung zwischen Wand und Boden in der Nähe der Drehachse gegenüber dem darüber liegenden Teil. Im oberen Teil (in etwa 0 bis z_1) der Wand bewegt sich der Boden nach oben, wobei die Bewegung in der übrigen Wand ab $z/t = 0,4$ bis zu $z/t = 1,0$ nach unten gerichtet ist. Vergleichbare Ergebnisse sind bei RAUH [70] zu finden. Bild B.27 zeigt, daß die Relativbewegung zwischen Boden und Wand unmittelbar über der Drehachse nach unten gerichtet ist.



a) Verteilung der horizontalen und vertikalen Spannungen im Grenzzustand



b) Verteilung der normalen und tangentialen Spannungen im Grenzzustand

Bild 3.31: Verlauf der Spannungen über die Tiefe am Beispiel Versuch II-A-18

Der Verlauf des normierten stützenden Erddruckes nach Gleichung (3.6) über der Wandhöhe ist beispielhaft in Bild 3.32 veranschaulicht. Bemerkenswert ist, daß der normierte Erddruck bis zur Tiefe z_1 als konstant angenommen werden kann. Somit wird die lineare Zunahme des Erddruckes bestätigt. Im oberen Wandbereich entsteht demnach ein Flächenbruch wie bei einer Parallelverschiebung. Danach fallen die Werte bis zum Spannungsnullpunkt annähernd linear ab. Die Verteilung wird stark durch den Erddruckneigungswinkel δ_p , s. Abschnitt 3.4.5, beeinflußt.

Die Schwankung in den oberflächennahen Zonen ist auf das niedrige Spannungsniveau in diesem Bereich zurückzuführen.

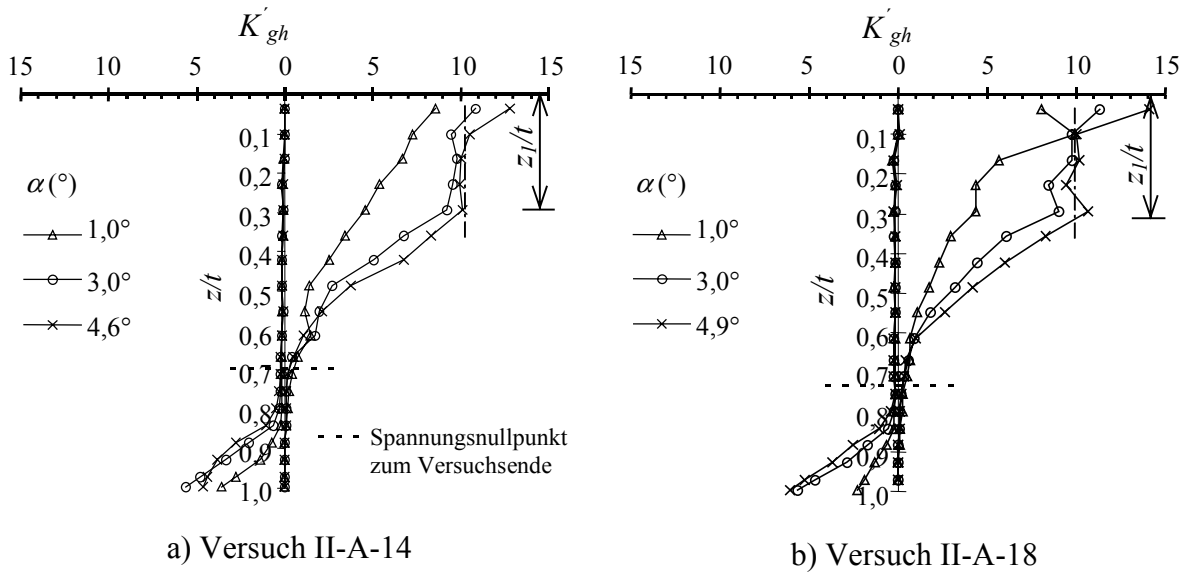


Bild 3.32: Verteilung des normierten Erddruckes auf der Grundlage von Meßwerten

Die Normierung des gesamten Erddruckes in dem untersuchten Bereich im Grenzzustand erfolgte nach der Gleichung (3.13). In Bild 3.33 sowie in Tabelle A.3 ist der Vergleich mit den passiven Erddruckbeiwerten nach CAQUOT/KÉRISEL/ABSI (Plastizitätstheorie, gekrümmte Gleitfläche) [55] und PREGL (Gleichgewicht im Halbraum) [68] dargestellt.

$$\bar{K}_{pgh,1} = \frac{2 \cdot E_{pgh,1}}{\gamma \cdot d_1^2} \tag{3.13}$$

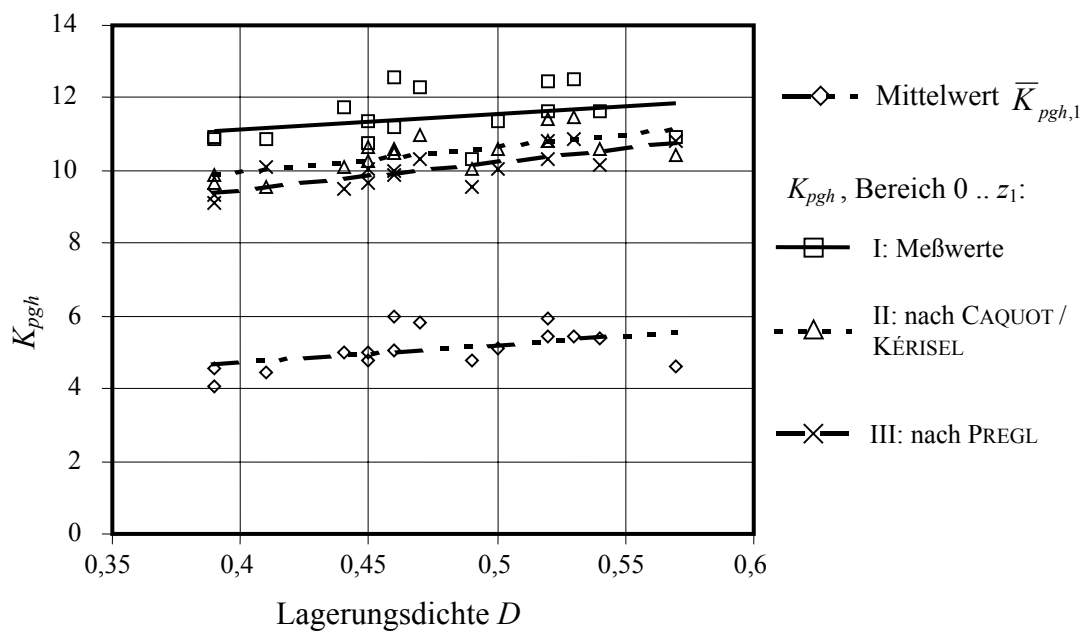


Bild 3.33: Gemessene und berechnete Erddruckbeiwerte für den Bereich I

Die rechnerische Erddruckbeiwerte nach CAQOUT/KÉRISEL/ABSI oder PREGL liefern im Vergleich zum gemessenen Mittelwert in der Tiefe von 0 bis z_1 im Grenzzustand ähnliche Ergebnisse. Demnach liegen die Erddruckbeiwerte von PREGL etwas mehr als die Erddruckbeiwerte von CAQOUT/KÉRISEL/ABSI auf der sicheren Seite. BARTL [13] hat ebenfalls bei den Versuchen mit Fußpunktdrehung in der oberen Wandhälfte stets eine größere Erddruckkraft im Grenzzustand gemessen als sie sich rechnerisch ergibt.

Spannungsverteilung im Bereich 2

In Bereich 2 bewegt sich die Wand vom Boden weg. Dadurch wird der belastende, aktive Erddruck mobilisiert. Diese Bewegungsart ist mit der Grundbewegungsart „Drehung der Wand um den Wandkopf mit Auflast“ vergleichbar.

Auf Grund der niedrigen Spannungen in diesem Bereich sowie im Bereich 3 liegen die Meßwerte (Bild 3.37 und Bild 3.40) teilweise außerhalb der abgesicherten Meßgenauigkeit der eingesetzten Meßtechnik. Die Auswertung erfolgt unter Ausschluß der Extremwerte wie z. B. der Messungen in der Nähe der Sandoberfläche (Bereich 3) oder am Wandfuß (Bereich 2).

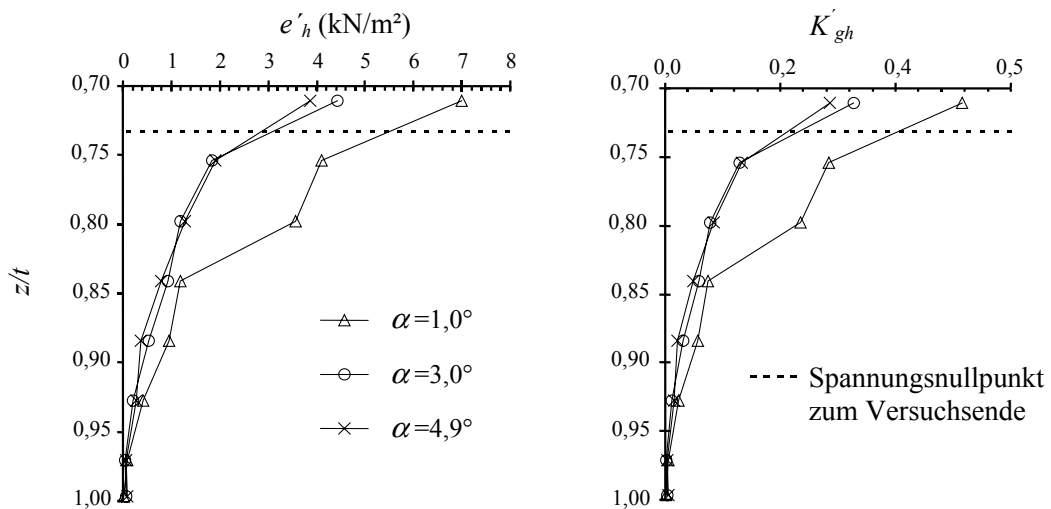


Bild 3.34: Spannungsverteilung im Bereich 2 im Laufe des Versuches II-A-18

In der Literatur sind wenig Angaben über die Verteilung des Erddruckes in diesem Bereich vorhanden. Dazu liegen lediglich Versuche von OHDE [65] vor.

Nach einem kurzen Verschiebungsweg wird der aktive Erddruck mobilisiert. Die Verteilung des Erddruckes zeigt eine stark überproportionale Abnahme (etwa eine nach oben gekrümmte Kurve dritten Grades) zum Wandfuß hin (Bild 3.34).

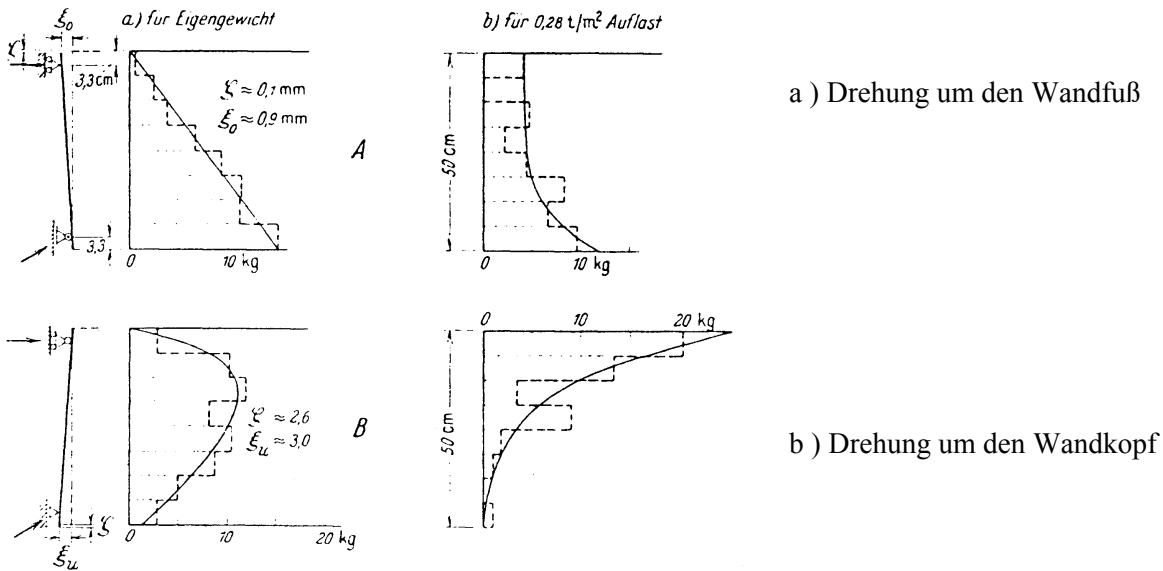


Bild 3.35: Ergebnisse der Erddruckversuche von OHDE [65] zur Untersuchung des aktiven Erddruckes mit Auflast

Die gemessene Spannung an der Trennlinie zwischen Bereich 1 und 2 entspricht annähernd dem aktiven Erddruck (Tabelle A.4 sowie Bild 3.36) und fällt dann am Wandfuß auf Null ab. Vergleicht man die eigenen Versuche (Bild 3.34) mit den Versuchen von OHDE [65] (Bild 3.35) so ergibt sich ein ähnliches Verteilungsbild des Erddruckes. Der Verlauf des nach Gleichung (3.6) normierten Erddruckes ist beispielhaft in Bild 3.34 dargestellt.

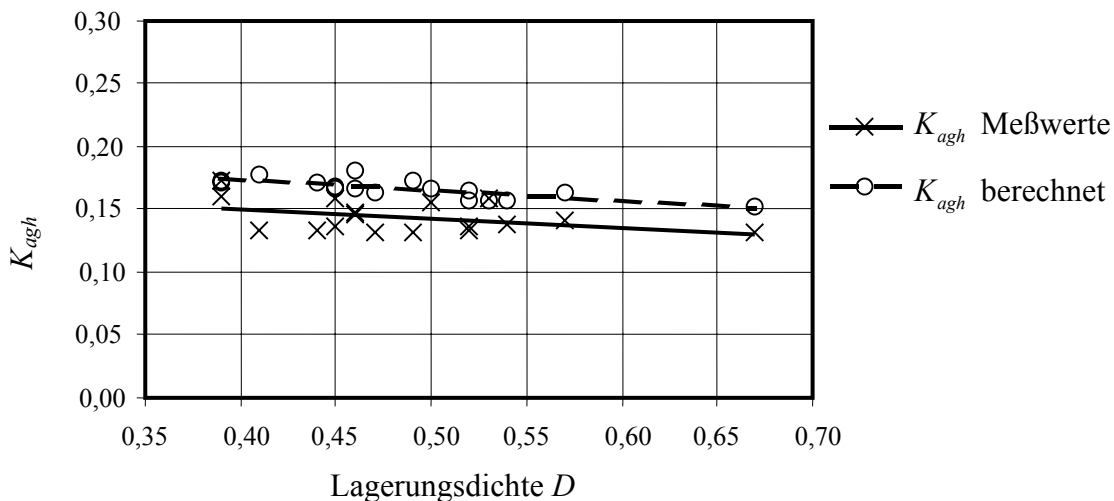


Bild 3.36: Erddruckbeiwerte an der Trennlinie zwischen Bereich 1 und 2

Da die Erddruckneigung nicht den inneren Reibungswinkel des Bodens überschreiten kann ($\delta \leq \varphi$), werden die großen Schwankungen (Bild 3.37) am Wandfuß bei der Auswertung ignoriert. Es wird weiterhin auf Grund der durchgeführten Messungen angenommen, daß die normalen und tangentialen Spannungen tendenziell den gleichen Verlauf besitzen.

Die tangentialen und vertikalen Kräfte sind im untersuchten Bereich nach unten gerichtet (Bild 3.37).

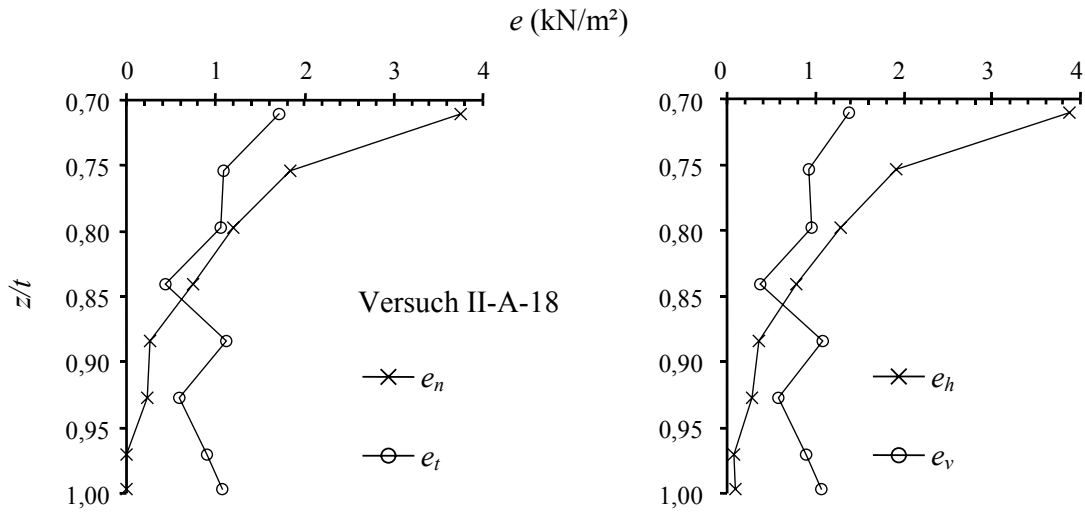


Bild 3.37: Verteilung der Spannungen im Grenzzustand im Bereich 2

Spannungsverteilung im Bereich 3

In diesem Bereich bewegt sich die Wand vom Boden weg. Dadurch wird der belastende, aktive Erddruck mobilisiert. Diese Bewegungsart ist mit der Grundbewegungsart „Drehung der Wand um den Wandfuß“ vergleichbar.

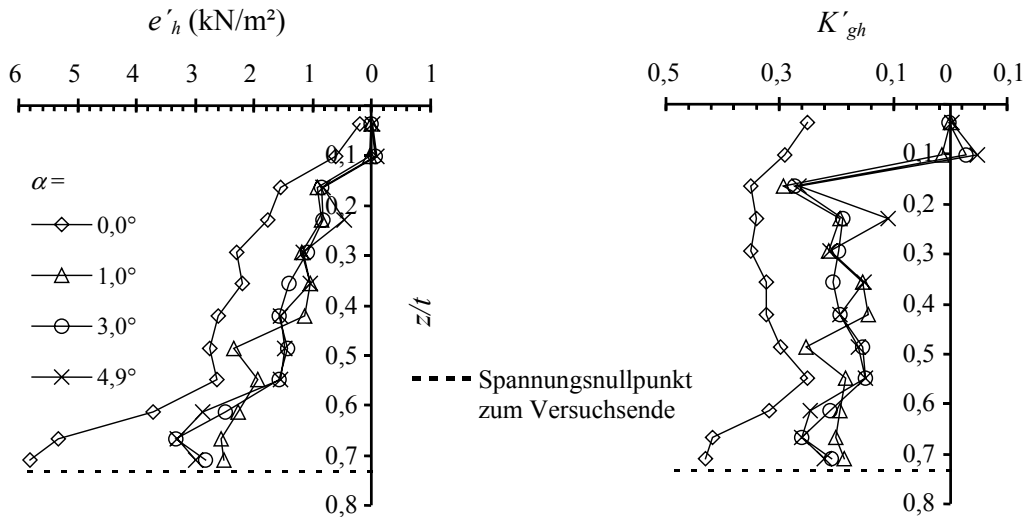


Bild 3.38: Spannungsverteilung im Bereich 3 im Laufe des Versuches (II-A-18)

Nach einem kurzen Verschiebungsweg stellt sich in dem Bereich der aktive Erddruck ein. Die Verteilung des Erddruckes (Bild 3.38) ist annähernd dreieckförmig.

Der Mittelwert des gemessenen normierten Erddruckes entspricht annähernd dem aktiven Erddruck (Tabelle A.4 und Bild 3.39).

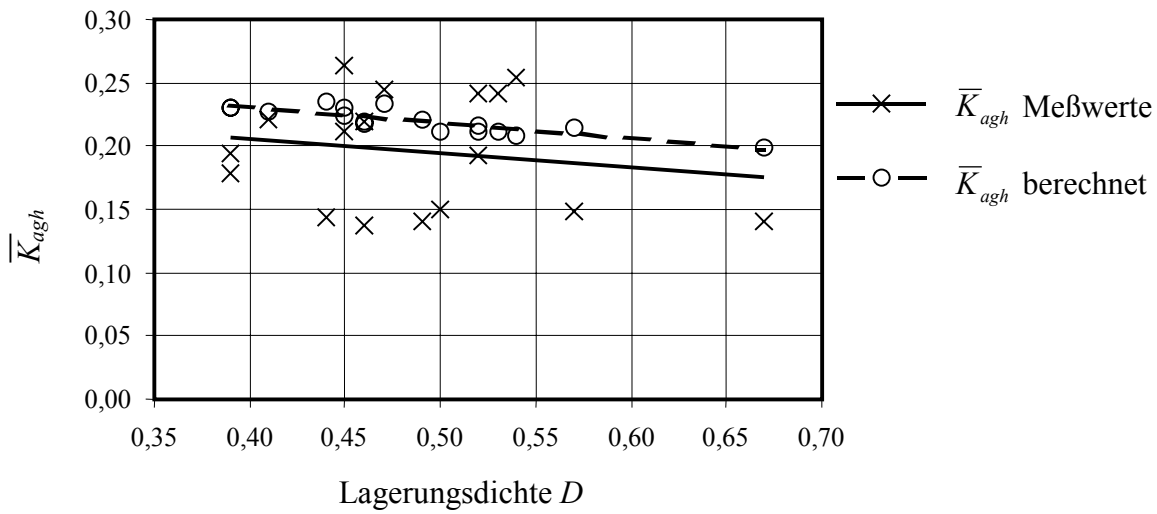


Bild 3.39: Gemessene und berechnete Erddruckbeiwerte für den Bereich 3

Der Verlauf des nach Gleichung (3.6) normierten Erddruckes über der Wandhöhe ist beispielhaft in Bild 3.38 dargestellt. In oberflächennahen Bereich sind große Schwankungen bei den Messungen registriert worden (Bild 3.38). Diese Meßwerte wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

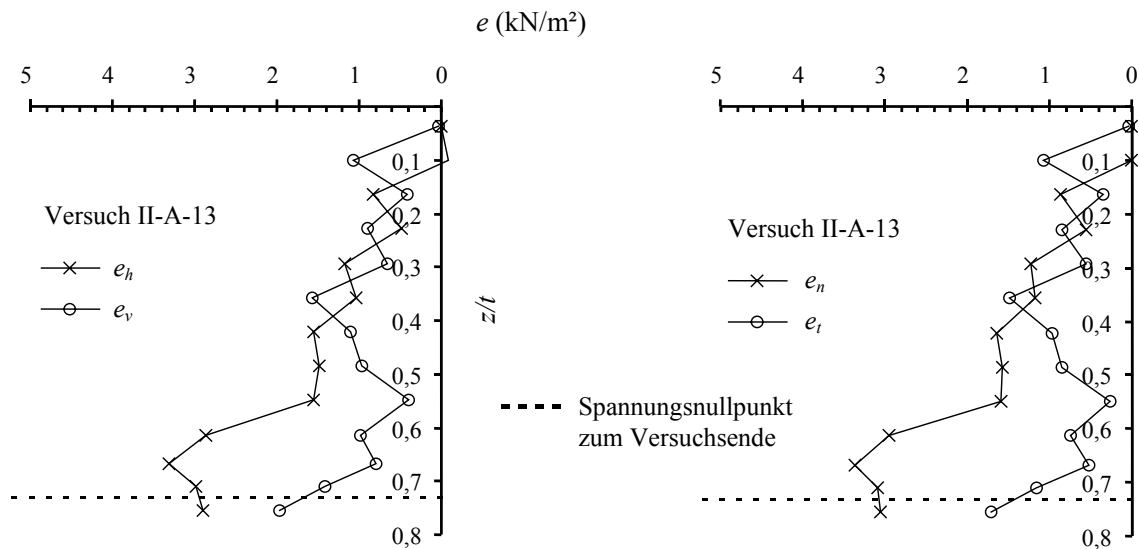


Bild 3.40: Verteilung der Spannungen in Grenzzustand im Bereich 3

Die normalen und tangentialen Spannungen besitzen tendenziell den gleichen Verlauf. Die tangentialen und vertikalen Kräfte sind im untersuchten Bereich nach unten gerichtet (Bild 3.40).

Spannungsverteilung im Bereich 4

In diesem Bereich bewegt sich die Wand gegen den Boden. Dadurch wird der passive Erddruck mobilisiert. Diese Bewegungsart ist mit der Grundbewegungsart „*Drehung der Wand um den Kopfpunkt mit Auflast*“ vergleichbar.

Unmittelbar nach Versuchsbeginn stellte sich eine stark überproportionale Zunahme des stützenden Erddruckes ein (Bild 3.26). Der stützende Erddruck konzentriert sich dabei im Wandfußbereich. Die Versuchsergebnisse von ROSCOE [71] (Bild B.9), MAO [59] (Bild B.15), FANG CHEN WU [33] (Bild B.13) und BARTL [13] (Bild B.19) bestätigen diese Verteilung des Erddruckes in diesem Bereich.

BICA und CLAYTON [17] haben darüber hinaus festgestellt, daß die gemessene stützende Erddruckkraft unterhalb der Drehachse kleiner ist als sich aus der Berechnung ergeben sollte. Begründet wurde dies mit dem nach unten gerichteten Erddruckneigungswinkel. Bei den eigenen Versuchen wurde ebenfalls eine kleinere Erddruckkraft in diesem Bereich ermittelt als aus den Berechnungen ($\Sigma M = 0$) abzuleiten ist. Dies wird ausführlich in Abschnitt 4 dargestellt. Die Verteilung des Erddruckes läßt sich mit einer Parabel drittes Grades beschreiben, s. Abschnitt 4.

Die gemessenen normalen und tangentialen Spannungen besitzen tendenziell den gleichen Anstieg (Bild 3.31 sowie Bild A.11). Ähnliches ist bei BICA & CLAYTON [17] (Bild B.5) und ALTES [6] (Bild B.9) zu finden. Die Maximalwerte treten am Wandfuß auf. Die tangentialen und vertikalen Kräfte sind im untersuchten Bereich nach unten gerichtet (Bild 3.31).

Der Verlauf des nach Gleichung (3.6) normierten stützenden Erddruckes ist beispielhaft in Bild 3.32 dargestellt.

3.4.3 Mobilisierung der Erddruckkräfte

Nachfolgend wird die Mobilisierung der Erddruckkräfte in Abhängigkeit der Wandverschiebung diskutiert.

Versuchsreihe II-A

Die horizontale Last P_h (Bild 3.1) ergibt sich aus der Erddruckdifferenz links und rechts der Wand nach Gleichung (3.14).

$$P_h = \sum_1^{18} E_{h,r} - \sum_1^{18} E_{h,l} \quad (3.14)$$

Bei den Versuchen wurde kein eindeutiger Grenzzustand im Sinne eines Höchstwertes $\max P_h$ (Bild 3.41) erreicht. Nur im Versuch II-A-19 konnte ein leichter Abfall von P_h registriert werden. Dieser Effekt konnte bei weiteren Versuchen, auch bei dichteren Lagerungsdichten, nicht festgestellt werden. Aufgrund der ständigen Änderung der Lage der Drehachse und der dadurch bedingten Ausbildung neuer Bruchzonen [70] baut sich der stützende Erddruck nach einem Bruch wieder neu auf. Der Bruchzustand bzw. Grenzzustand wird nicht auf Grund des Erreichens eines Maximums bzw. eines Peaks der Kraft - Verschiebungskurve sondern gemäß Abschnitt 3.4.6 als Verdrehungs- bzw. Verschiebungsbetrag definiert.

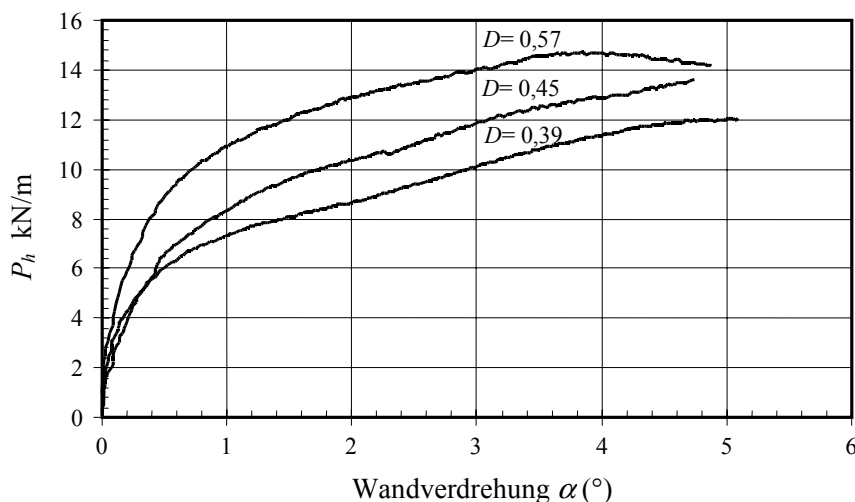


Bild 3.41: Verlauf der horizontalen Last P_h bei Variation der Lagerungsdichte D

Mobilisierung der Erddruckkräfte im Bereich 1 und 4

In diesen Bereichen wurde der stützende Erddruck mobilisiert. Die Mobilisierung von $E'_{pgh,1}$ und $E'_{pgh,4}$ in Abhängigkeit der Kopfverschiebung ist beispielhaft im Bild 3.42 dargestellt. Bis zum Versuchsende war kein Anzeichen vom Eintreten eines Bruchzustands in Form eines Peaks zu verzeichnen.

Der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Größe des stützenden Erddruckes ist in Bild 3.42 dargestellt.

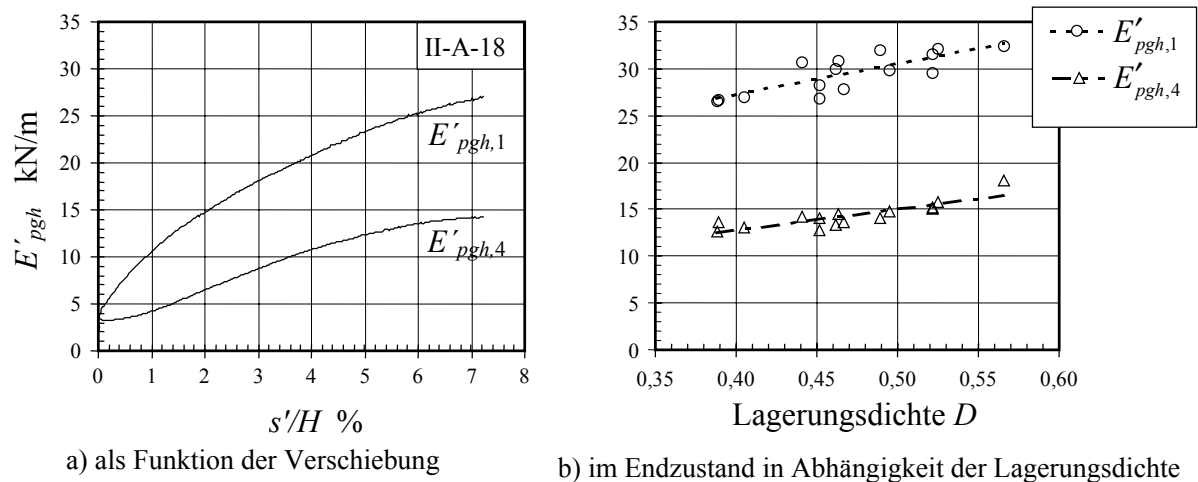
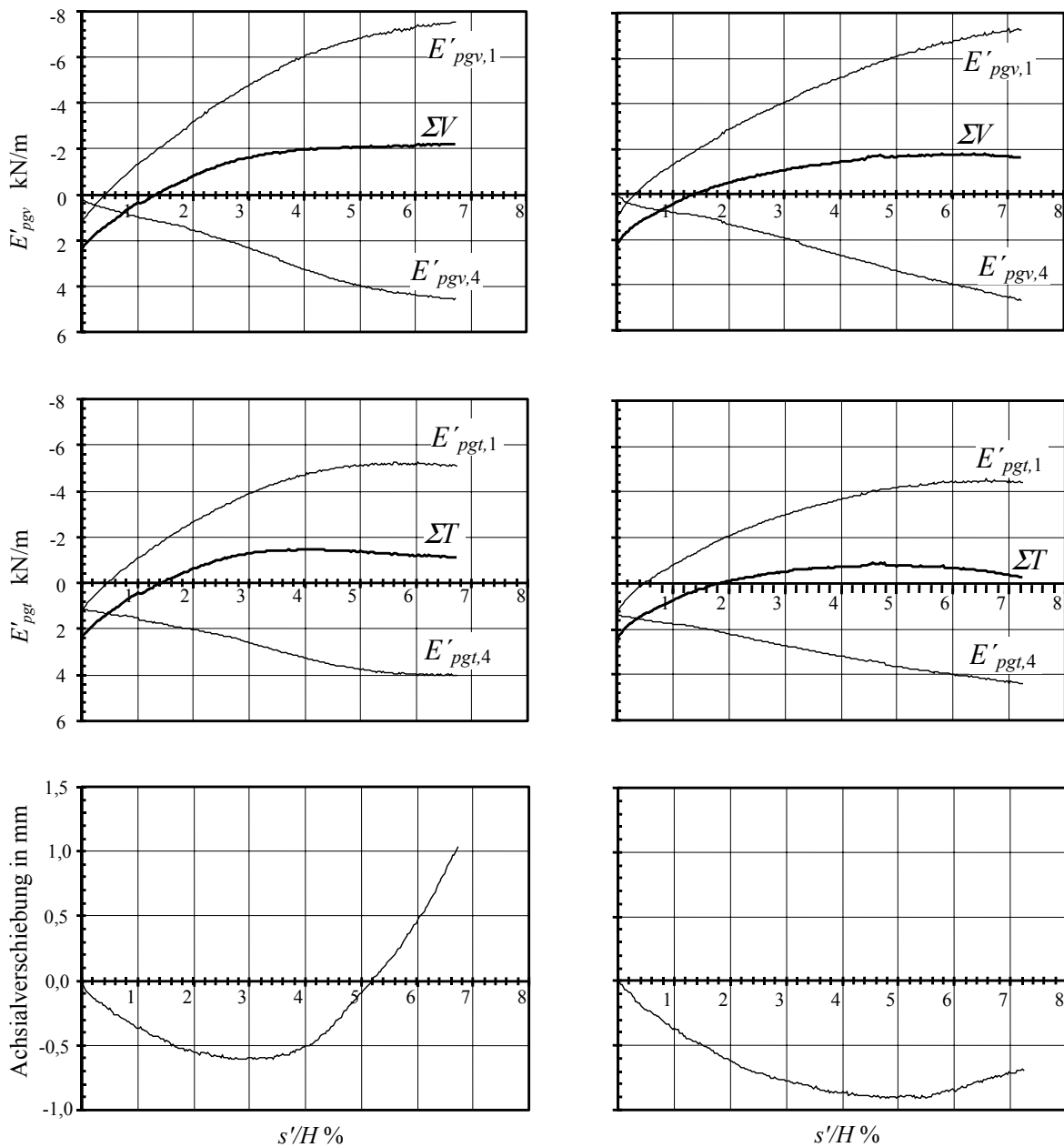


Bild 3.42: Mobilisierung des stützenden Erddruckes

Bild 3.43 zeigt die Mobilisierung der vertikalen bzw. tangentialen Anteile des stützenden Erddruckes sowie die resultierende vertikale und tangentielle Kraft. Bei der resultierenden vertikalen Kraft war kein Bruchzustand zu erkennen. Im Gegensatz dazu erreicht die tangentielle resultierende Kraft ein Maximum.



a) Versuch II-A-14

b) Versuch II-A-15

Bild 3.43: Mobilisierung der vertikalen bzw. tangentialen stützenden Erddruckkraft

Im unteren Diagramm von Bild 3.43 ist die absolute Axialverschiebung der Wand dargestellt. D. h. die Axialverschiebung infolge der Drehbewegung und gegebenenfalls die ständige Änderung der Lage der Achse wurde herausgerechnet. Der Vergleich der Mobilisierung der tangentialen Kraft mit der absoluten Axialverschiebung ergibt, daß die relative Verschiebung der Wand zum Boden einen erheblichen Einfluß auf die resultierende tangentialen Kraft hat.

Mobilisierung der Erddruckkräfte im Bereich 2 und 3

In diesen Bereichen bewegt sich die Wand vom Boden weg und dadurch wird der belastende, aktive Erddruck mobilisiert. Die Entwicklung der horizontalen und vertikalen Komponente des belastenden Erddruckes strebt nach geringer Wandverschiebung einem Endwert zu. Nach einer Kopfverschiebung von ca. 1 % hat sich der aktive Erddruck eingestellt. Die im Bild 3.44 dargestellten Kurven weisen Sprünge auf die nicht auf bodenmechanische Gründe zurückzuführen sind. Dieser Effekt ist durch die eingesetzte Auswertungsmethode bedingt.

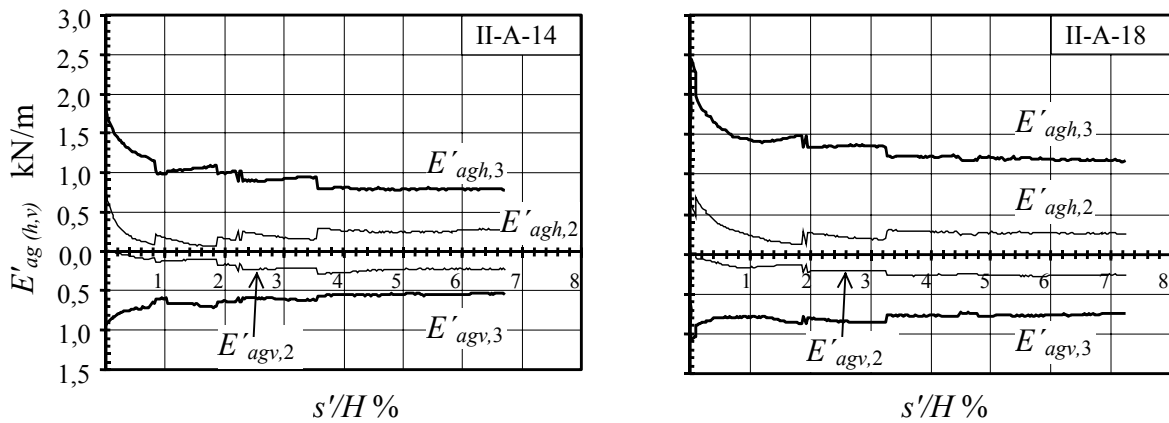


Bild 3.44: Mobilisierung der belastenden Erddruckkräfte

Versuchsreihe II-B

Bei dieser Versuchsreihe wird der Baugrubenaushub simuliert. Analog zu der Versuchsreihe II-A wurde bei den Aushubversuchen kein eindeutiger Grenzwert des stützenden Erddruckes erreicht (Bild 3.45).

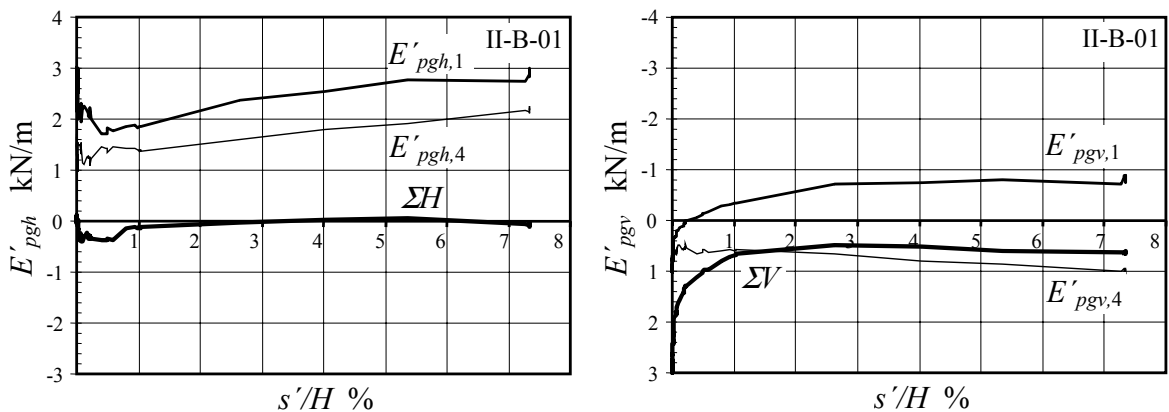


Bild 3.45: Mobilisierung der stützenden Erddruckkräfte sowie der Resultierenden ΣH und ΣV in Abhängigkeit der Kopfverschiebung

Mobilisierung der Erddruckkräfte im Bereich 1 und 4

Die Mobilisierung der horizontalen und vertikalen stützenden Erddruckkräfte sowie die resultierenden horizontalen und vertikalen Erddruckkräfte sind in Bild 3.45 sowie Bild 3.46 dargestellt. Die resultierende vertikale Kraft blieb bis zum Eintreten des Bruchzustandes im Gegensatz zu den Versuchen der Versuchsreihe II-A nach unten gerichtet.

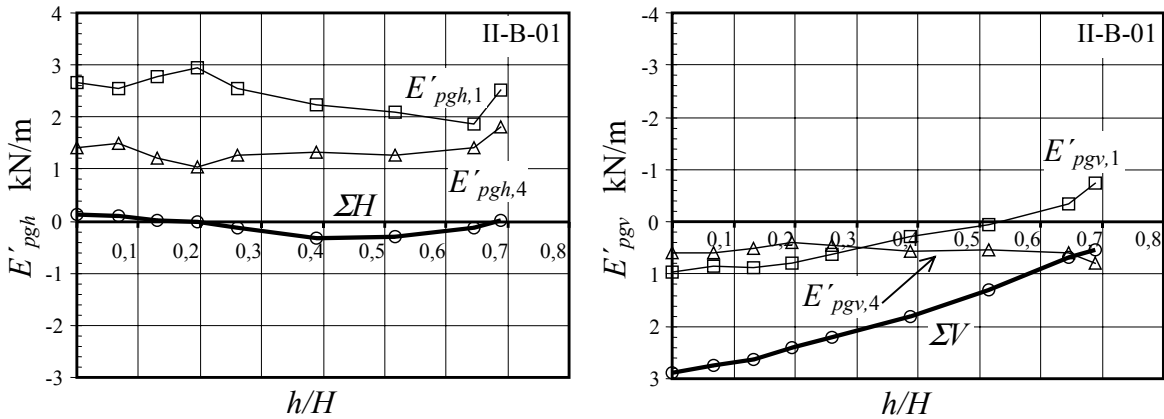
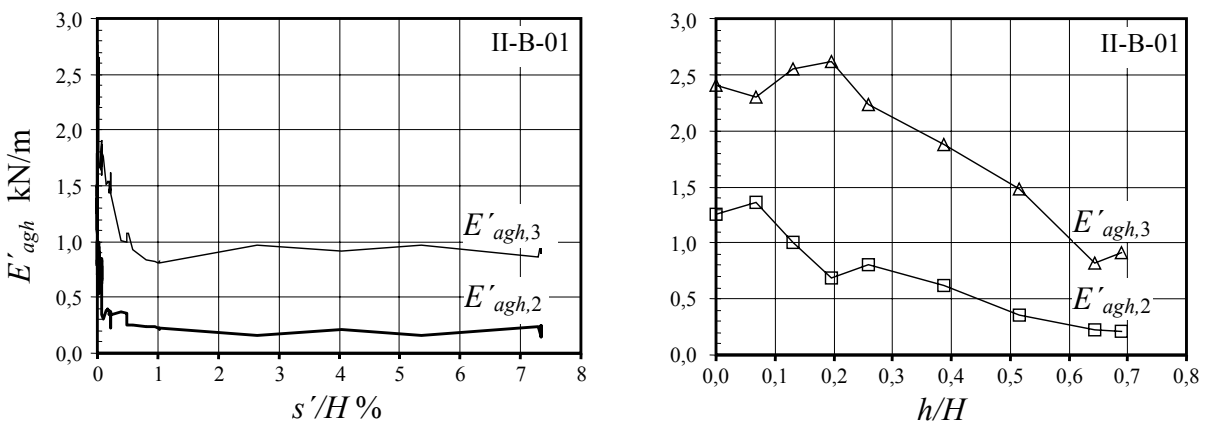


Bild 3.46: Mobilisierung der stützenden Erddruckkräfte sowie der Resultierenden in Abhängigkeit der normierten Aushubtiefe

Mobilisierung der Erddruckkräfte im Bereich 2 und 3

Der Abfall des Erddruckes auf den aktiven Erddruck klingt nach Versuchsbeginn schnell ab. Analog zur Versuchsreihe II-A hat sich der aktive Erddruck nach einer Kopfverschiebung von ca. 1 % eingestellt. Im Bild 3.47 ist die Entwicklung des belastenden Erddruckes dargestellt.



a) in Abhängigkeit der Kopfverschiebung

b) in Abhängigkeit der normierten Aushubtiefe

Bild 3.47: Entwicklung der belastenden Erddruckkräfte sowie der Resultierenden

3.4.4 Angriffshöhe der Resultierenden des Erddruckes

Die Resultierende stellte sich auf beiden Seiten der Wand zu Beginn des Versuches durchschnittlich bei $z_R = 0,66 \cdot t$ ein. Dies entspricht der Lage der Resultierenden bei einer linearen Zunahme des Erddruckes mit der Tiefe (Bild 3.23). Die Lage der Resultierenden änderte sich rasch nach Versuchsbeginn und erreichte nach einer Wandverdrehung von ca. $\alpha = 1,0^\circ$ bzw. $s'/H = 1,6\%$ ihren Endwert (Bild 3.48). Die bezogene Lage der Resultierenden wird nachfolgend mit dem Kleinbuchstaben r bezeichnet. Die gleiche Bezeichnung findet man in anderen Arbeiten wie bei BESLER [15] sowie in der Arbeit von MAO [59].

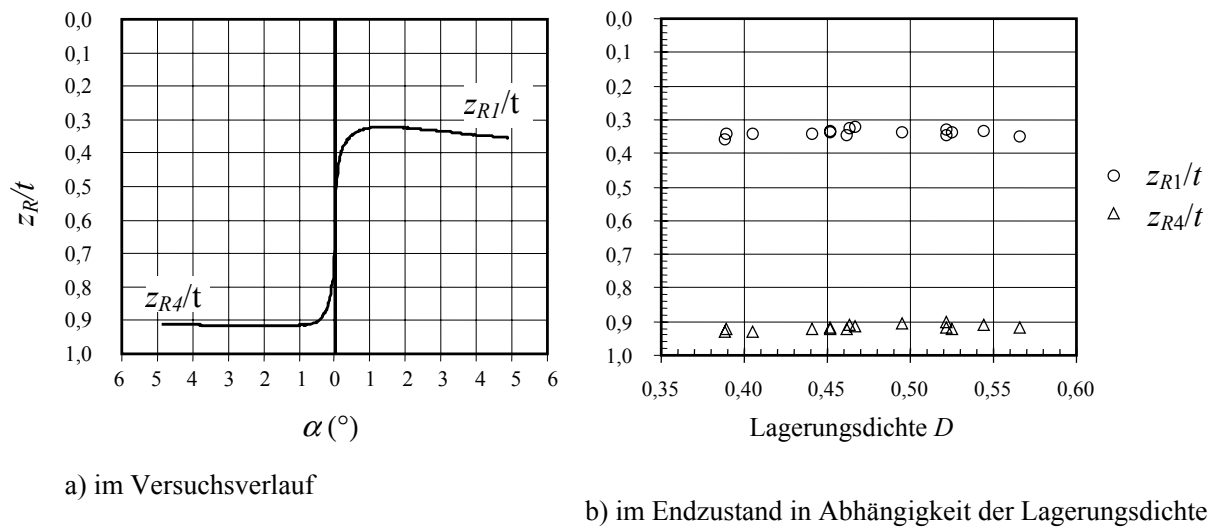


Bild 3.48: Angriffshöhe der Resultierenden des stützenden Erddruckes

Versuchsreihe II-A

Angriffshöhe der Resultierenden im Bereich 1 und 4

Ein Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens auf die Angriffshöhe der Resultierenden im Bereich 1 im Endzustand ist sehr gering. Mit zunehmender Dichte wandert die Resultierende leicht nach unten (Bild 3.49). Im Bereich 4 konnte kein Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens auf die Angriffshöhe der Resultierenden festgestellt werden (Bild 3.50). BARTL [13] hat bei seinen Versuchen ebenfalls keine Abhängigkeit der bezogenen Lage der Resultierenden von der Lagerungsdichte oder von der Wandrauigkeit beobachtet.

Zum Versuchsende lag die Resultierende von $E_{pgH,1}$ bei $z_{R1}/t = 0,33$ bis $0,35$ und von $E_{pgH,4}$ bei $z_{R4}/t = 0,90$ bis $0,93$. Im Vergleich mit den Ergebnissen LAUMANS [57] läßt sich eine gute Übereinstimmung feststellen.

Bei den Versuchen von LAUMANS lag die Resultierende von $E_{pgh,1}$ bei $z_{R1}/t \approx 0,33$ und von $E_{pgh,4}$ bei $z_{R4}/t = 0,91$ bis $0,93$. Bezieht man die Lage der Resultierenden auf jeweils d_1 bzw. d_2 (Bild 3.21) so ergeben sich Durchschnittswerte von $r_1 = 0,52$ und $r_4 = 0,28$. Bei den Versuchen von BARTL [13] liegt die Resultierende von $E_{pgh,1}$ bei $r_1 = 0,56 \dots 0,6$ und somit etwas höher als bei den eigenen Untersuchungen. Grund dafür ist vermutlich der unterschiedlich festgestellte Verlauf der Spannungen ab der Tiefe z_1 , s. Abschnitt 3.4.2.

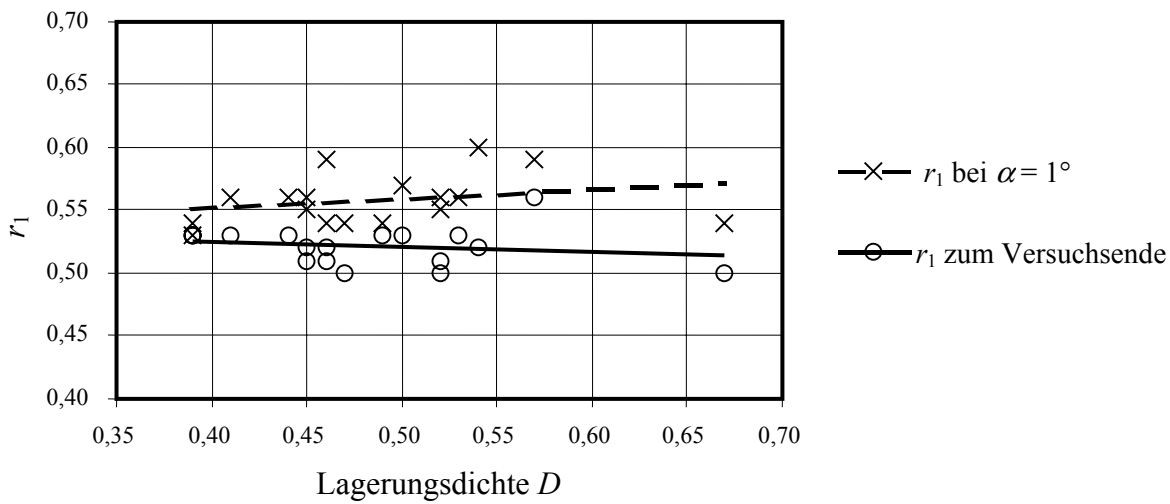


Bild 3.49: bezogene Lage der Resultierenden im Bereich 1

Schon nach geringer Verdrehung der Wand wandert z_{R1} nach oben, um im weiteren Versuchsverlauf nur noch geringfügig abzufallen, während z_{R4} sehr schnell nach unten wandert, um bei weiterer Verdrehung der Wand sich nur unwesentlich nach oben zu bewegen. Das heißt, die Angriffshöhe der Resultierenden des Stützenden Erddruckes nimmt bereits nach geringer Verdrehung der Wand im wesentlichen ihre endgültige Lage ein. Bei den Versuchen mit lockerer Lagerungsdichte des Bodens tritt das geringfügige Absinken von z_{R1} nicht ein. Ähnliches wurde von ROSCOE [71] (Bild B.10) und BARTL [13] (Bild B.23) festgestellt. Eine leichte Abhängigkeit der Lage von z_{R1} mit der Lagerungsdichte wurde bei einer Wandverdrehung von $\alpha = 1^\circ$ festgestellt. Bild 3.49 zeigt, je dichter der Boden um so höher liegt die Resultierende.

In der Tabelle 3.3 ist die Lage der Resultierenden im Grenzzustand nach verschiedenen Quellen angegeben. Die Übereinstimmung mit den eigenen Versuchen für die Fußpunktdrehung ist gut. Im Bereich 4 scheint die Resultierende bei den eigenen Versuchen etwas höher

zu liegen. Dieses wird von der über dem untersuchten Bereich liegenden Bodenmasse verursacht. Sie wirkt wie eine Auflast und dadurch liegt die Resultierende höher.

Der Vergleich mit weiteren Versuchen, wie z. B. den Versuchen von LAUMANS, ergibt eine gute Übereinstimmung (Tabelle 3.3).

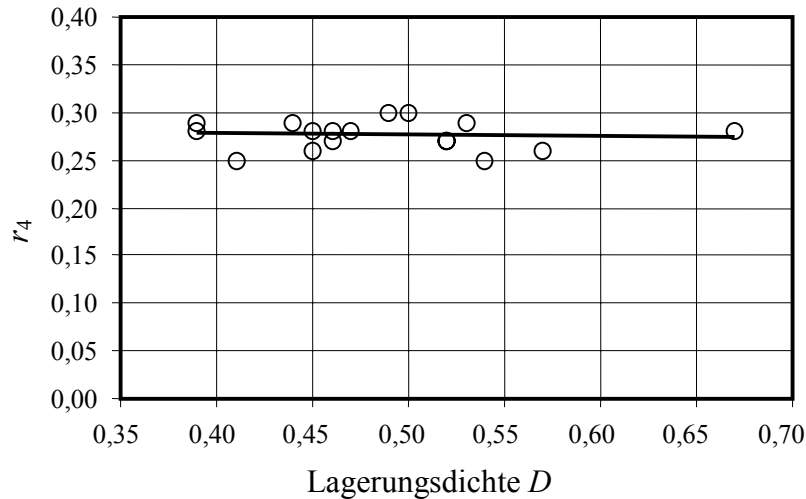


Bild 3.50: bezogene Lage der Resultierenden im Bereich 4 zum Versuchsende

| Quelle | r_1 | r_4 |
|----------------------|-------------|-------------|
| eigene Versuche | 0,50 – 0,56 | 0,23 – 0,31 |
| LAUMANS [57] | 0,56 | 0,27 |
| ROSCOE [71] | 0,51 | 0,21 |
| MAO [59] | 0,62 | 0,23 |
| FANG/CHEN/WU [33] | 0,55 | 0,18 |
| DIN 4085-2004 [29] | 0,50 – 0,60 | 0,20 |
| DIN 4085-100 [28] | 0,42 | 0,25 |
| ROWE [72] | 0,55 | – |
| JAMES / BRANSBY [50] | 0,57 | – |
| WEIBENBACH [87] | 0,50 | 0,20 – 0,33 |
| BARTL [13] | 0,56 – 0,60 | 0,17 – 0,25 |

Tabelle 3.3: Lage der Resultierenden für den Grenzzustand nach verschiedenen Quellen

Angriffshöhe der Resultierenden im Bereich 2 und 3

In diesen Bereichen ist der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Angriffshöhe der Resultierenden eindeutiger als in den Bereichen 1 und 4. Je dichter der Boden ist, um so höher liegt die Resultierende.

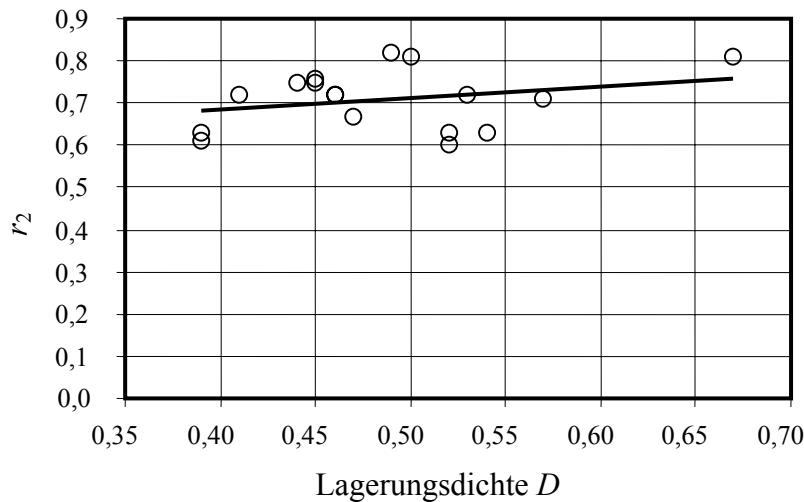


Bild 3.51: bezogene Lage der Resultierenden im Bereich 2 zum Versuchsende

Zum Versuchsende lag die Resultierende von $E_{agh,2}$ bei $r_2 = 0,60$ bis $0,82$ (Bild 3.51) und von $E_{agh,3}$ bei $r_3 = 0,26$ bis $0,38$ (Bild 3.52). Der große Streubereich von r_2 und r_3 ist auf die geringe Größe der Kräfte (kritischer Bereich der Meßgenauigkeit) zurückzuführen. Durchschnittlich ergaben sich Werte von $r_2 = 0,71$ und $r_3 = 0,32$.

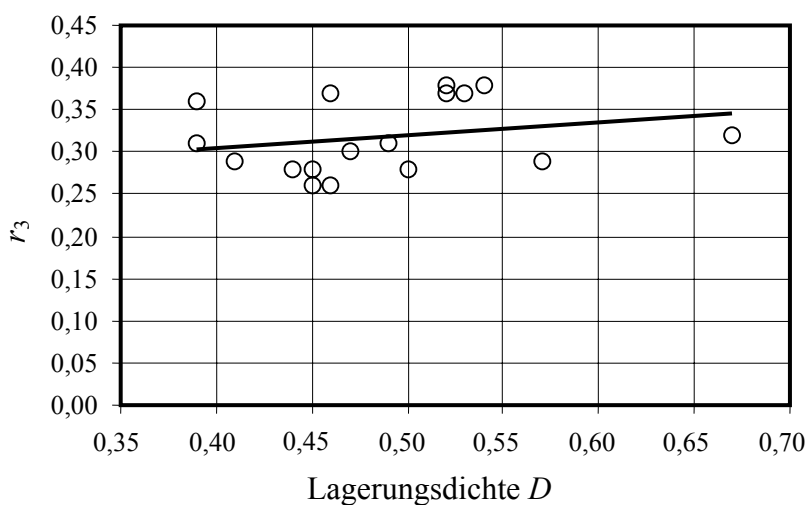


Bild 3.52: Bezogene Lage der Resultierenden im Bereich 3 zum Versuchsende

Versuchsreihe II-B

Bei der Versuchsreihe II-B ist mit fortschreitendem Aushub die feine Auflösung der Messung gegenüber Versuchsreihe II-A verlorengegangen. Folglich standen in den Bereichen 2 und 4 nur eine bzw. 2 Meßdosen zur Verfügung. Angaben über die Lage der Resultierenden in den beiden Bereichen können deshalb im Ergebnis direkter Messungen nicht gemacht werden. Für die weitere Auswertung sowie für das vorgeschlagene Berechnungsverfahren werden deshalb die Ergebnisse aus Versuchsreihe II-A angewendet.

Angriffshöhe der Resultierenden im Bereich 1

Die Angriffshöhe der Resultierenden der stützenden Erddruckkraft ist in Bild 3.53 in Abhängigkeit der Kopfverschiebung s'/H sowie der bezogenen Aushubtiefe $\omega = h/H$ am Beispiel Versuch II-B-04 dargestellt. Erst ab einer Aushubtiefe von $\omega \approx 0,50$ hat sich die Lage der Resultierenden spürbar geändert. Kurz vor dem Bruch lag die Resultierende von $E'_{pg,1}$ bei $r_1 = 0,45$ bis $0,52$. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Versuchsreihe II-A scheint die Resultierende etwas tiefer zu liegen. Der Unterschied bleibt jedoch gering.

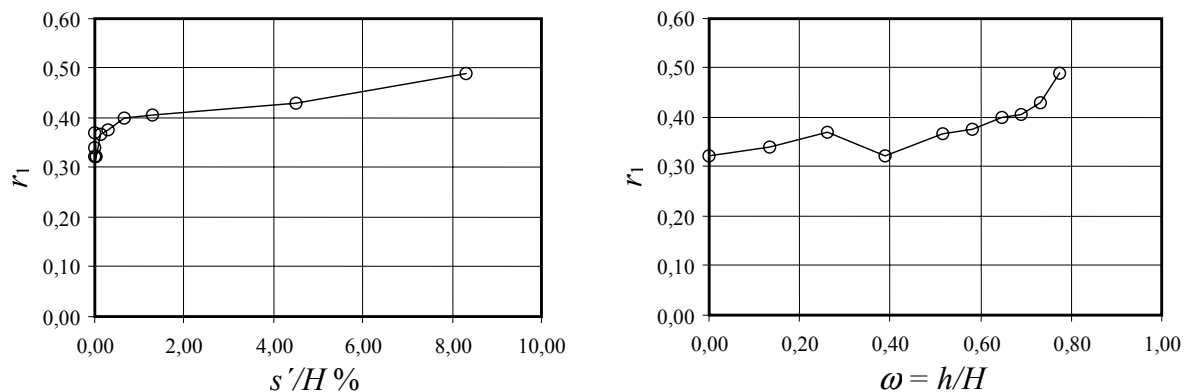


Bild 3.53: Bezogene Lage der Resultierenden im Bereich 1 (Versuch II-B-04)

Angriffshöhe der Resultierenden im Bereich 3

Die Angriffshöhe der Resultierenden der belastenden Erddruckkraft ist in Bild 3.54 in Abhängigkeit der Kopfverschiebung sowie der Aushubtiefe am Beispiel Versuch II-B-04 dargestellt. Die anfangs festgestellte Lage der Resultierenden bei $r_3 \approx 0,33$ bleibt bis zum Eintritt des Bruchzustands nahezu konstant.

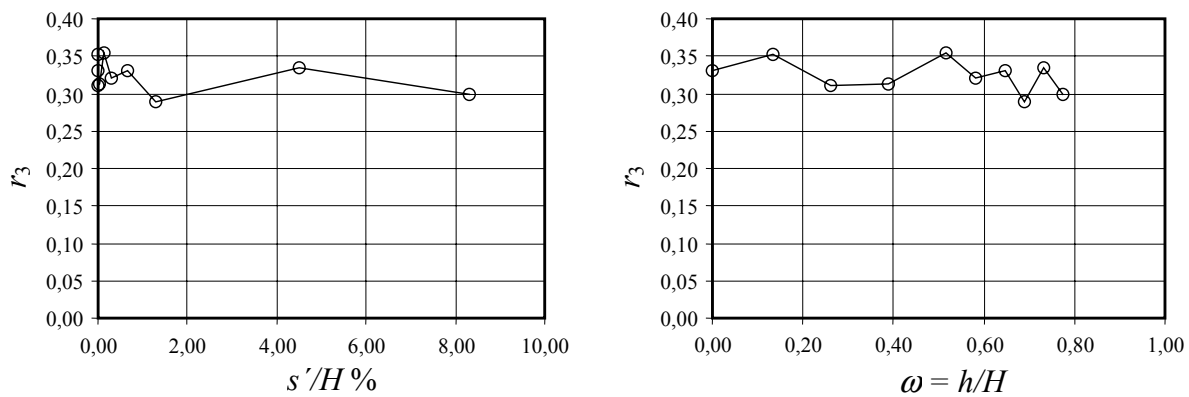


Bild 3.54: Bezogene Lage der Resultierenden im Bereich 3 (Versuch II-B-04)

3.4.5 Mobilisierung des Erddruckneigungswinkels

Der Erddruckneigungswinkel δ ist eine wichtige Größe bei der Berechnung des Erddruckes. Die Größe und Richtung dieses Winkels hängen von der Rauigkeit der Wand, der Relativbewegung zwischen Wand und Boden und von der Scherfestigkeit des Bodens [29] sowie vom Spannungszustand im Boden ab.

In den Normen DIN 4085-2004 [29] und ÖNORM B4434 [66] sowie in den Empfehlungen EAB [30] und EAU [31] sind Anhaltswerte für den Ansatz der Erddruckneigungswinkel in Abhängigkeit der Wandoberflächenbeschaffenheit angegeben. Diese Anhaltswerte variieren zwischen $\delta = \phi$ für eine verzahnte Wand und $\delta = 0$ für eine glatte Wand. Dabei wird von einem konstanten Erddruckneigungswinkel im untersuchten Bereich ausgegangen. Eine Verteilung der Erddruckneigung über die Wandhöhe in Abhängigkeit der Wandbewegungsart und des Mobilisierungsgrades wird nicht angegeben.

Die eigenen Versuche zeigen aber, daß die Veränderung des Erddruckneigungswinkels über die Wandhöhe während der Verschiebung in Betracht gezogen werden muß. Die Berücksichtigung der Verteilung des Erddruckneigungswinkels über die Wandhöhe erlaubt eine bessere Einschätzung der wirkenden vertikalen Kräfte als die Annahme eines mittleren konstanten Erddruckneigungswinkels.

Ein qualitativer Unterschied bei der Verteilung der Erddruckneigung im Zusammenhang mit der Lagerungsdichte des Bodens wurde nicht festgestellt. Bei allen Versuchen hat sich charakteristisch die im Bild 3.55 angegebene Verteilung eingestellt.

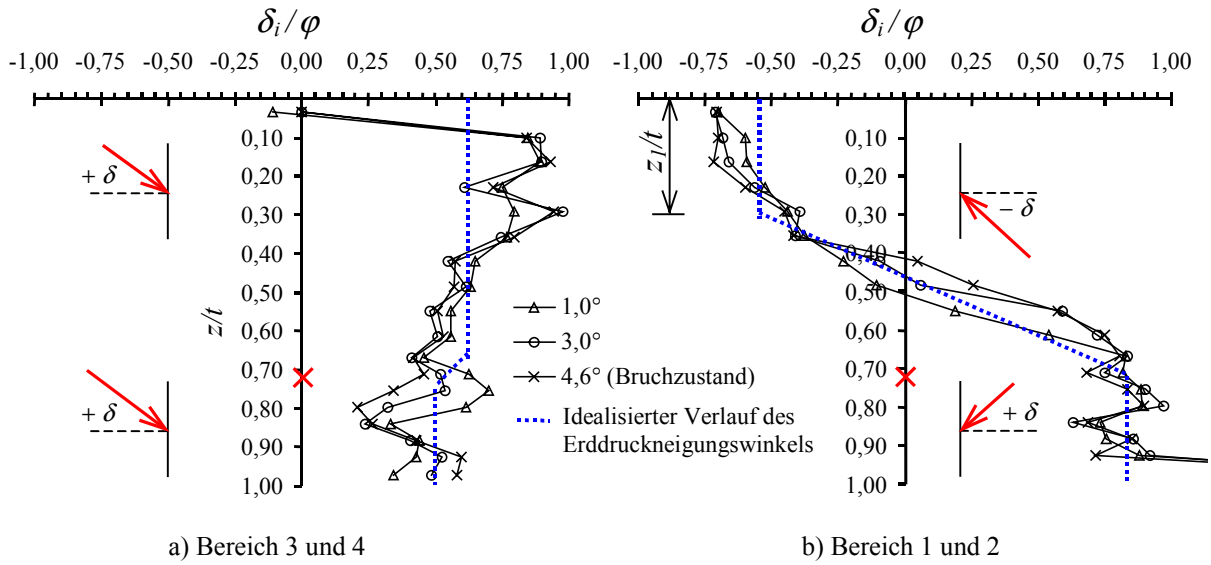


Bild 3.55: Verteilung des Erddruckneigungswinkels über die Wandhöhe

Der Erddruckneigungswinkel bei den eigenen Versuchen hat zu Beginn des Versuches nach der Definition der DIN 4085-2004 [29] (Bild 3.22) auf beiden Seiten ein positives Vorzeichen. Dies ist durch das Sandeinbauverfahren bedingt. Durchschnittlich wurde eine Erddruckneigung im Ausgangszustand von $\delta_1 = 0,5 \cdot \varphi$ gemessen, s. Abschnitt 3.4.2.

Der bezogene Erddruckneigungswinkel nach Gleichung (3.15) bildet einen Mittelwert der mobilisierten Erddruckneigungswinkel des untersuchten Bereiches.

$$\bar{\delta}/\varphi = \frac{\arctan(E_t/E_n)}{\varphi} \tag{3.15}$$

Versuchsreihe II-A

Erddruckneigungswinkel im Bereich 1

Unmittelbar nach Versuchsbeginn ändert sich die Richtung der Neigung des Erddruckes in diesem Bereich (Bild 3.55). Die dimensionslose Größe $\bar{\delta}'_{p,1}/\varphi$ erreicht nach einer Wandverdrehung von $\alpha = 1,0^\circ$ bis $2,0^\circ$ bzw. $s'/H = 1,6$ bis $3,1$ % nahezu ihren endgültigen Wert von $\bar{\delta}'_{p,1}/\varphi \approx -0,28$ (Bild 3.56, Bild 3.57 sowie Tabelle A.3).

Die Versuche von LAUMANS [57] haben für vergleichbare Wandoberflächenbeschaffenheit einen Wert für $\bar{\delta}'_{p,1}/\varphi$ von ca. $-0,40$ geliefert.

Der Grund für die große Abweichung von den eigenen Versuchen liegt vermutlich in der Versuchsanordnung, da bei den eigenen Versuchen im Gegensatz zu den Versuchen von LAUMANS das Eigengewicht der Wand nicht eliminiert wurde. Der Vergleich zwischen Bild 3.55 und Bild B.3 verdeutlicht die Unterschiede hinsichtlich des Verlaufs der Erddruckneigung. Im Gegensatz zu den Versuchen von LAUMANS ändert sich bei den eigenen Versuchen die Richtung des Erddruckes in einer Tiefe von ca. $(0,40 - 0,55) \cdot t$. Das positive Vorzeichen bleibt bis zum Spannungsnullpunkt erhalten und verringert damit den Mittelwert der Erddruckneigung.

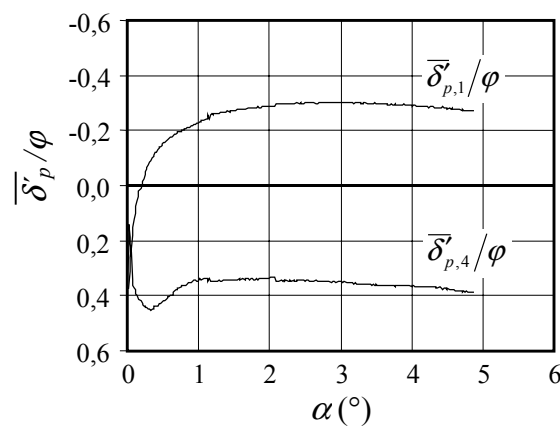


Bild 3.56: Mobilisierung des Erddruckneigungswinkels $\bar{\delta}/\varphi$ in den Bereichen 1 und 4

Qualitativ liefern die Versuche von BARTL (Bild B.22) die gleiche Verteilung der Erddruckneigung wie die eigenen Versuche. Durchschnittlich ermittelte BARTL eine Erddruckneigung für die Fußpunktdrehung von $\tan \bar{\delta}_p = -0,32$. Bei den eigenen Versuchen betrug die Erddruckneigung im untersuchten Bereich durchschnittlich $\tan \bar{\delta}'_{p,1} = -0,28$. Die behinderte Vertikalverschiebung bei den Versuchen von BARTL könnte zu dieser Abweichung geführt haben. Der Vergleich der eigenen Versuche mit den Versuchen in der Literatur zeigt, daß die Versuchsrandbedingungen, insbesondere die Art der Bewegungsfreiheit der Wand im Boden, einen maßgeblichen Einfluß auf die geweckte Richtung und Größe der Erddruckneigung im untersuchten Fall haben.

Ähnlich wie bei den Versuchen von BARTL und MAO ist bei den eigenen Versuchen kein Einfluß der Lagerungsdichte auf dem Mittelwert der Erddruckneigungswinkel $\bar{\delta}_{p,1}/\varphi$ festzustellen (Bild 3.57).

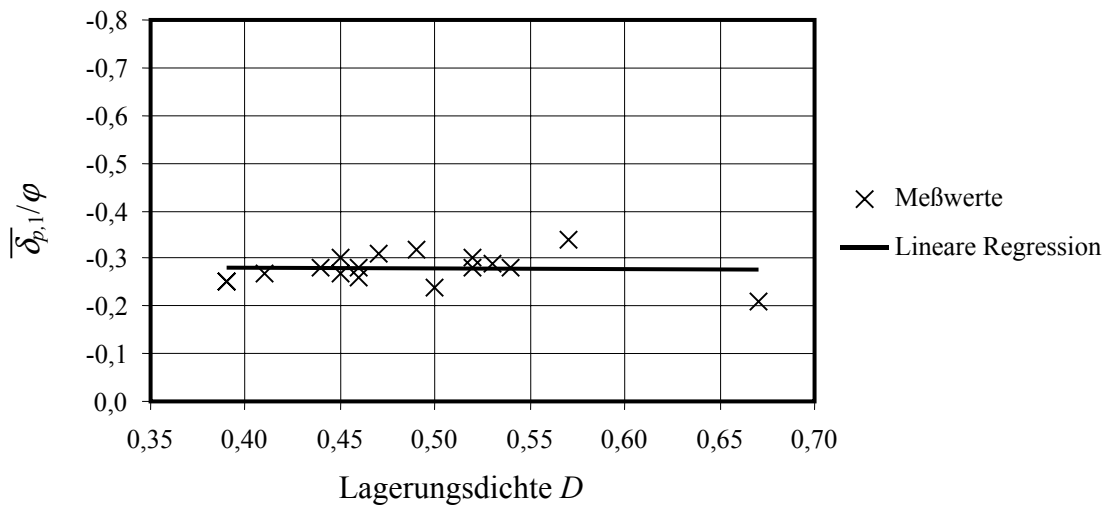


Bild 3.57: Mittelwert des Erddruckneigungswinkels im Bereich 1 zum Versuchsende

Im Bild 3.27 ist die Lage der Maximalspannungen (normal sowie tangential) mit z_1 bezeichnet. Diese Tiefe korrespondiert auch mit der Tiefe der maximalen negativen Erddruckneigung. Auf Grund der Versuchsergebnisse wird der Erddruckneigungswinkel bis zur Tiefe $z = z_1$ als konstant angenommen. Danach verringert sich der absolute Betrag des lokalen Erddruckneigungswinkels $\delta'_{i,1}/\varphi$ mit der Tiefe nahezu linear. Die Richtungsänderung erfolgt bei einer Tiefe von $z/t = 0,40 - 0,55$ (Bild 3.55).

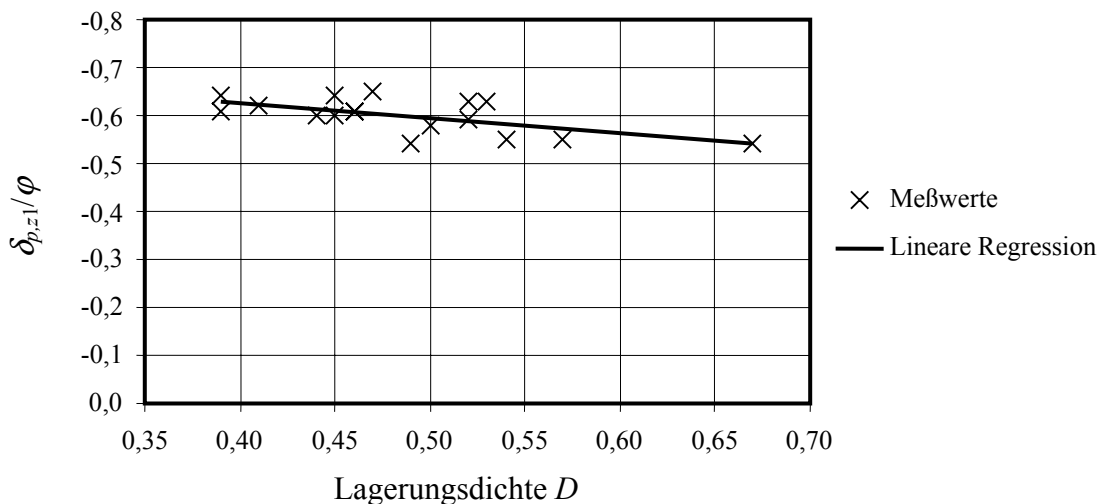


Bild 3.58: Erddruckneigungswinkel in der Tiefe 0 .. z_1

Bei den eigenen Versuchen betrug der Erddruckneigungswinkel zum Versuchsende bis zur Tiefe $z = z_1$ durchschnittlich $\delta_{p,z_1}/\varphi = -0,60$. In der Tiefe d_1 beträgt der Neigungswinkel durchschnittlich $\delta/\varphi = 0,71$.

Im Gegensatz zum Mittelwert der Erddruckneigungswinkel $\bar{\delta}_{p,1}/\varphi$ ist der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Größe $\delta_{p,z1}/\varphi$ eindeutig erkennbar (Bild 3.58). Je dichter der Boden ist, um so geringer wird dieser Betrag. Diese Abhängigkeit kann mit einer linearen Regression, Gleichung (3.16), beschrieben werden.

$$\delta_{p,z1}/\varphi = 0,324 \cdot D - 0,757 \quad (3.16)$$

Erddruckneigungswinkel im Bereich 2

Wie bereits im Abschnitt 3.4.2 erwähnt wurde, erfolgte die Auswertung in diesem Bereich unter Ausschluß der Extremwerte am Wandfuß.

Ein Einfluß der Wandbewegung auf die Verteilung des Erddruckneigungswinkels konnte nicht festgestellt werden. So ergibt sich ein nahezu konstanter Erddruckneigungswinkel im Bereich 2 (Bild 3.55). Dieser entspricht annähernd dem gemessenen Erddruckneigungswinkel an der Trennlinie zwischen Bereich 1 und 2.

Im Grenzzustand beträgt der Mittelwert der Neigung durchschnittlich $\bar{\delta}_{a,2}/\varphi = 0,71$. Der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Größe $\bar{\delta}_{a,2}/\varphi$ ist im Bild 3.59 dargestellt und kann mit einer linearen Regression, Gleichung (3.17), beschrieben werden.

$$\bar{\delta}_{a,2}/\varphi = -0,430 \cdot D + 0,916 \quad (3.17)$$

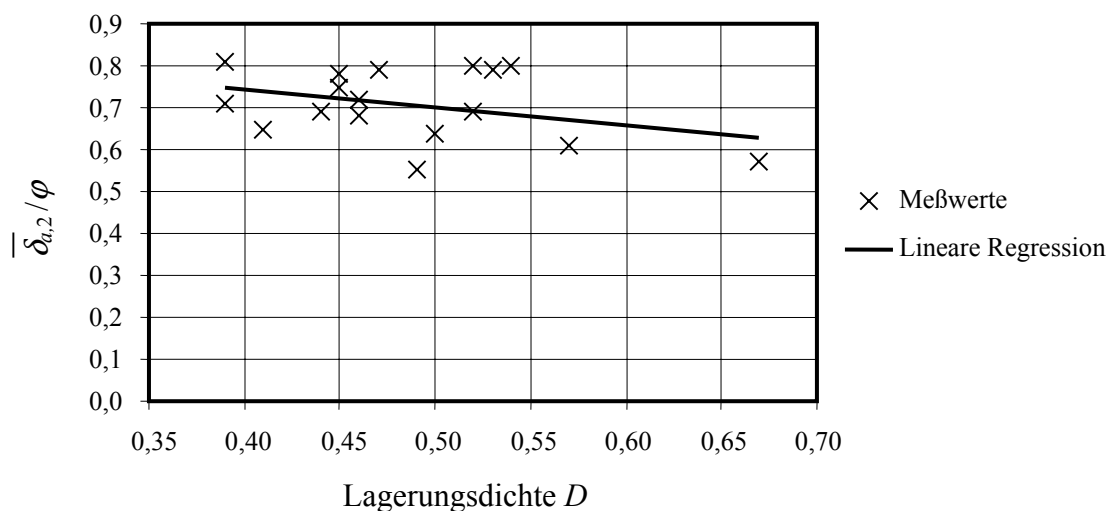


Bild 3.59: Erddruckneigungswinkel Bereich 2

Erddruckneigungswinkel im Bereich 3

Die Meßwerte in der Nähe der Sandoberfläche werden wegen der großen Schwankung infolge der zu geringen Größe der Kräfte bei der Auswertung vernachlässigt.

Wie im Bild 3.40 zu sehen ist, verlaufen die tangentielle und die normale Spannung nahezu parallel. Das ergibt einen konstanten Erddruckneigungswinkel (Bild 3.55). Im Grenzzustand beträgt der gemessene Erddruckneigungswinkel durchschnittlich $\bar{\delta}_{a,3}/\varphi = 0,51$. Die Abhängigkeit der Größe $\bar{\delta}_{a,3}/\varphi$ von der Lagerungsdichte ist im Bild 3.60 dargestellt. Diese Abhängigkeit kann mit einer linearen Regression, Gleichung (3.18), beschrieben werden.

$$\bar{\delta}_{a,3}/\varphi = -0,420 \cdot D + 0,71 \tag{3.18}$$

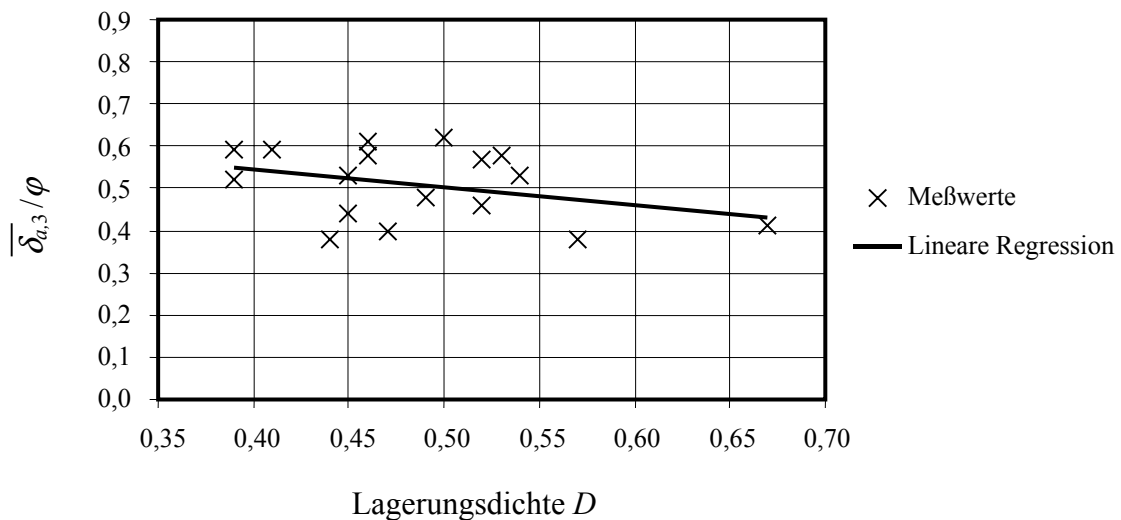


Bild 3.60: Erddruckneigungswinkel Bereich 3

Erddruckneigungswinkel im Bereich 4

Der Mittelwert des Erddruckneigungswinkels $\bar{\delta}'_{p,4}/\varphi$ sowie der lokal gemessene Erddruckneigungswinkel $\delta_{i,4}/\varphi$ behalten ihr positives Vorzeichen bei bis zum Ende des Versuches (Bild 3.55). Die dimensionslose Größe $\bar{\delta}'_{p,4}/\varphi$ erreicht nach einer Wandverdrehung von $\alpha = 0,3^\circ$ bis $0,5^\circ$ ihren Maximalwert (Bild 3.56). Danach nimmt die Größe ab und behält ab einem Drehwinkel von ca. $\alpha = 1,0^\circ$ nahezu ihren endgültigen Wert von durchschnittlich $\bar{\delta}'_{p,4}/\varphi = 0,43$.

Der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Größe $\bar{\delta}_{p,4}/\varphi$ ist eindeutig erkennbar (Bild 3.61) und kann mit einer linearen Regression, Gleichung (3.19), beschrieben werden.

$$\bar{\delta}_{p,4}/\varphi = -0,36 \cdot D + 0,59 \quad (3.19)$$

Ein Zusammenhang zwischen dem Erddruckneigungswinkel und der Verteilung des Erddruckes ist nicht vorhanden (Bild 3.55 sowie Bild A.10). Daher wird von einem konstanten Erddruckneigungswinkel im untersuchten Bereich ausgegangen.

Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen von LAUMANS [57] ergibt analog zum Bereich 1 deutliche Abweichungen. Bei LAUMANS beträgt die bezogene Erddruckneigung $\bar{\delta}_{p,4}/\varphi = 0,66$.

Die anfangs festgestellte positive Richtung des Erddruckes bei den Versuchen von BARTL [13] für Kopfpunktdrehung nimmt im mittleren Bereich der Wand negative Werte an (Bild B.20). Im unteren Bereich nimmt der Erddruck eine positive Richtung an.

Durchschnittlich beträgt bei BARTL die bezogene Erddruckneigung $\bar{\delta}_{p,4}/\varphi = 0,0$. Analog zum Bereich 1 entstanden die Abweichungen zu den eigenen Versuchen durch die unterschiedliche Versuchsanordnung sowie Versuchskinematik.

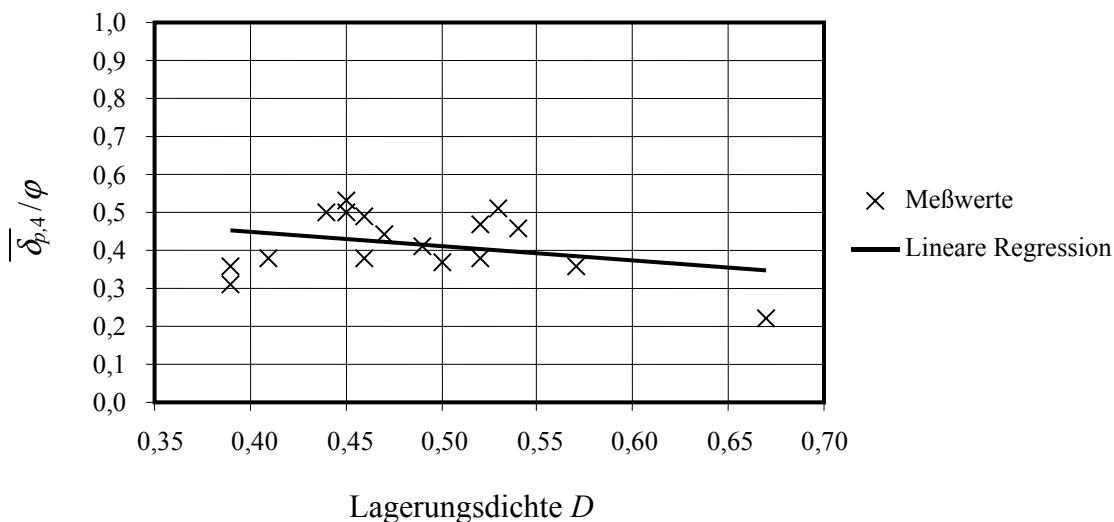


Bild 3.61: Erddruckneigungswinkel Bereich 4

Versuchsreihe II-B

Die Verteilung des Erddruckneigungswinkels in verschiedenen Aushubzuständen ist beispielhaft in Bild 3.62 dargestellt. Tendenziell korrespondiert die im Bild 3.62 dargestellte Verteilung der Erddruckneigung mit den Ergebnissen der Versuchsreihe II-A.

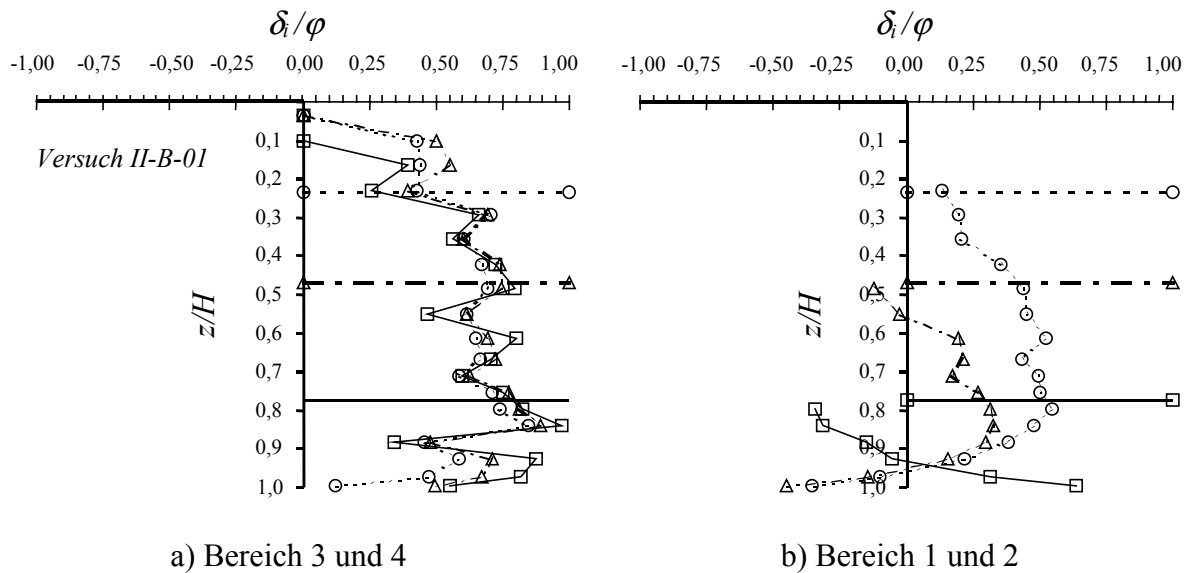


Bild 3.62: Verteilung des Erddruckneigungswinkels bei verschiedenen Aushubzuständen

3.4.6 Definition des Grenzzustands

Im Abschnitt 3.4.3 wurde die Entwicklung der resultierenden Kraft P_h beschrieben. Dabei wurde kein eindeutiger Grenzzustand im Sinne eines Höchstwertes von P_h erreicht. Die Kraft P_h , erreicht nach einer bestimmten Verdrehung einen fast konstanten Wert. Der erforderliche Verdrehungsbetrag der Wand für das Erreichen des Maximalwertes von P_h wird deshalb als Bruchkriterium ausgewählt. Maßgebend im untersuchten System sind die mobilisierten Spannungen im Bereich 1. Daher wird das in diesem Abschnitt vorgeschlagene Bruchkriterium mit den Anhaltswerten in der Literatur für die Mobilisierung des passiven Erddruckes für den Fall der Drehung um den Fußpunkt verglichen.

Im Ergebnis der eigenen Versuche kann die Wandneigung im Grenzzustand (das Erreichen eines konstanten Maximalwertes für P_h) in Abhängigkeit der Lagerungsdichte wie folgt beschrieben werden:

$$\alpha_{Bruch} = 0,13 - 0,10 \cdot D \tag{3.20}$$

Die gemessenen Werte von α_{Bruch} sind in Tabelle A.3 für die Versuchsreihe II-A dokumentiert. Die Meßwerte und die lineare Regression (3.20) sind im Bild 3.63 dargestellt. Mit zunehmender Lagerungsdichte des Bodens verringert sich der erforderliche Verdrehungsbetrag für das Erreichen des Bruchzustands.

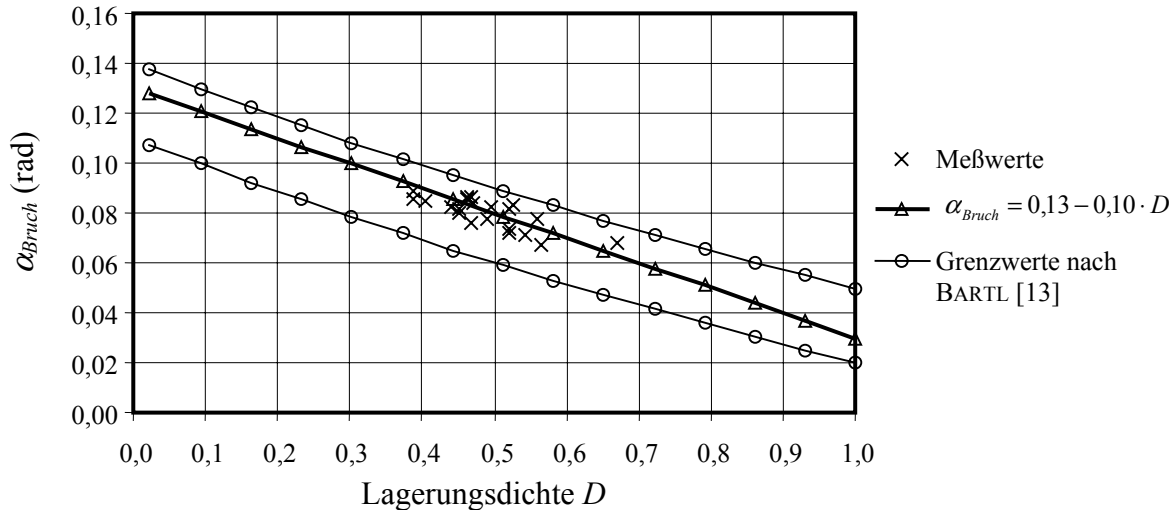


Bild 3.63: α_{Bruch} Messung und Regression, Versuchsreihe II-A

BARTL [13] hat für den Fall der Fußpunktdrehung keinen Grenzzustand in Form eines Maximalwertes der Resultierenden mit anschließendem Abfall der Kräfte registrieren können. Das Auftreten der ersten Bruchkante an der Sandoberfläche wurde als Kriterium für das Erreichen des passiven Grenzzustands definiert. Die Abhängigkeit der normierten Grenzverschiebung von der Lagerungsdichte läßt sich mit der linearen Funktion gemäß Gleichung (3.21) beschreiben.

$$s_p/h = -0,111 \cdot I_D + 0,141 \quad (3.21)$$

Für die Parallelverschiebung ergibt sich analog zur Fußpunktdrehung eine lineare Funktion zur Berechnung der normierten Grenzverschiebung als Funktion der bezogenen Lagerungsdichte, s. Gleichung (3.22).

$$s_p/h = -0,090 \cdot I_D + (s_p/h)_0 \quad (3.22)$$

Der Parameter $(s_p/h)_0$ beschreibt dabei die normierte Grenzverschiebung bei einer Lagerungsdichte von $I_D = 0$ und liegt im Mittel bei $(s_p/h)_0 = 0,125$. Unter Berücksichtigung aller Versuchseinflüsse wird dieser Parameter mit $0,11 \leq (s_p/h)_0 \leq 0,14$ angegeben (Bild B.24).

BARTL hat auf Grund seiner Versuchsergebnisse für den Fall der Fußpunktdrehung in trockenem Sand die gleiche Grenzverschiebung wie für die Parallelverschiebung angegeben. Weiterhin hatte die Oberflächenbeschaffenheit der Wand bei seinen Versuchen keinen Einfluß auf die Grenzverschiebung.

Vergleicht man die Gleichung (3.20) mit der Gleichung (3.22) für die Erzeugung des passiven Erddruckes bei der Drehung der Wand um den Fußpunkt nach BARTL [13], so liegt die eigene Regressionsgerade (Bild 3.63), innerhalb der angegebenen oberen und unteren Grenze nach Gleichung (3.22).

Die Auswertung der Versuchsergebnisse von SIEBER [77] für den Fall der Drehung um den Fußpunkt ergibt ebenso eine ähnliche Regressionsgerade ($\alpha_{Bruch} = 0,137 - 0,094 \cdot D$).

Der Vergleich der Gleichung (3.20) mit den Anhaltswerten aus den Normen ergibt folgende Ergebnisse:

- DIN 4085-1987 [27]: $s_p/h = 0,30 - 0,05$
- DIN 4085-100 [28]: $s_p/h = 0,25 - 0,05$
- ÖNORM B 4434 [66]: $s_p/h = 0,30 - 0,10$
- DIN 4085-2004 [29]: $s_p/h = 0,14 - 0,02$
- Eigene Versuche: $s_p/h = 0,13 - 0,03$

Die eigenen Versuchsergebnisse stimmen mit den Versuchsergebnissen von BARTL [13] sowie mit der DIN 4085-2004 [29] gut überein. Der Unterschied zu den Anhaltswerten in den früheren DIN-Normen sowie der ÖNORM B 4434 insbesondere für die lockere Lagerung ist groß. Eine bezogene Wandbewegung s_p/h von 0,25 bis 0,30 für lockere Lagerung konnte durch die eigenen Versuche nicht bestätigt werden.

Bei der Versuchsreihe II-B (Aushubsversuche) wurde der Boden vor der Wand bis zum Erreichen des Versagensfalles, der in Form einer plötzlichen großen Verdrehung der Wand aufgetreten ist, ausgegraben. Im Bild 3.64 sind die Ergebnisse der Versuchsreihe II-B dargestellt. Das Bruchkriterium kann auch hier mit der Gleichung (3.20) gut beschrieben werden.

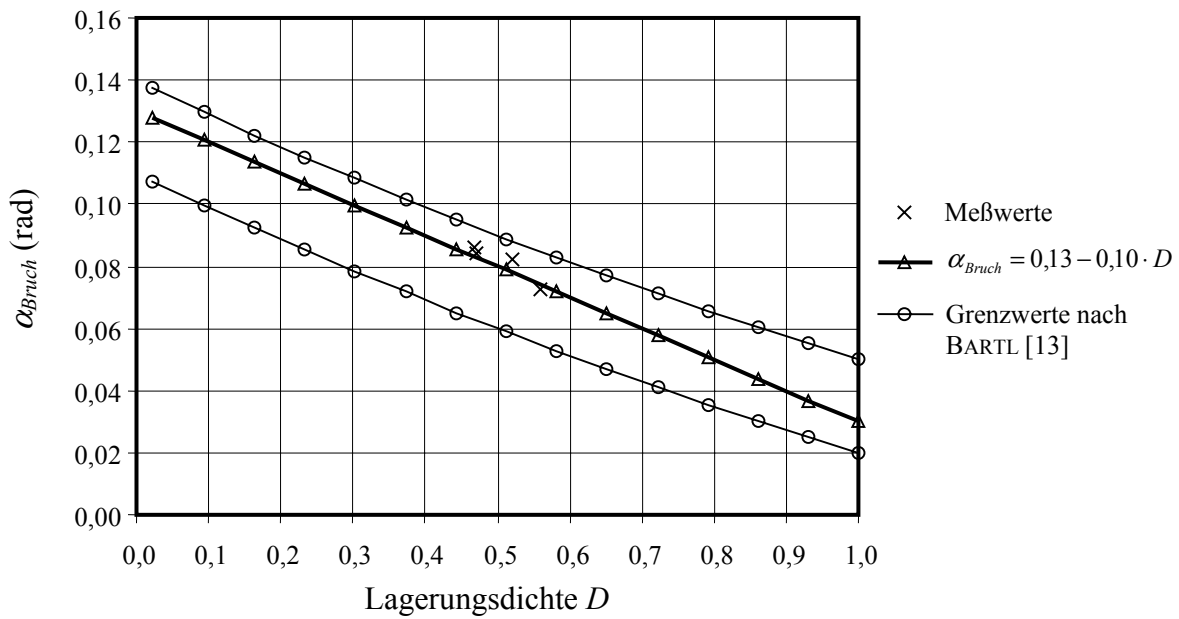


Bild 3.64: α_{Bruch} Messung und Regression Versuchsreihe II-B

Die Entwicklung des Wandneigungswinkels α in Abhängigkeit vom Aushubsverhältnis $\omega = h/H$ ist im Bild 3.65 dargestellt. Bei allen Versuchen ist die Wandverdrehung bis zu einem Aushub von ca. $\omega = 0,50$ vernachlässigbar gering (unter $0,10^\circ$). Danach treten mit zunehmendem Aushub große Verdrehungen auf. Dieses Verhalten ist auch bei Versuchen anderer Wissenschaftler wie BICA & CLAYTON [17] (Bild B.6) und BRANSBY & MILLIGAN [20] (Bild 2.3) zu beobachten.

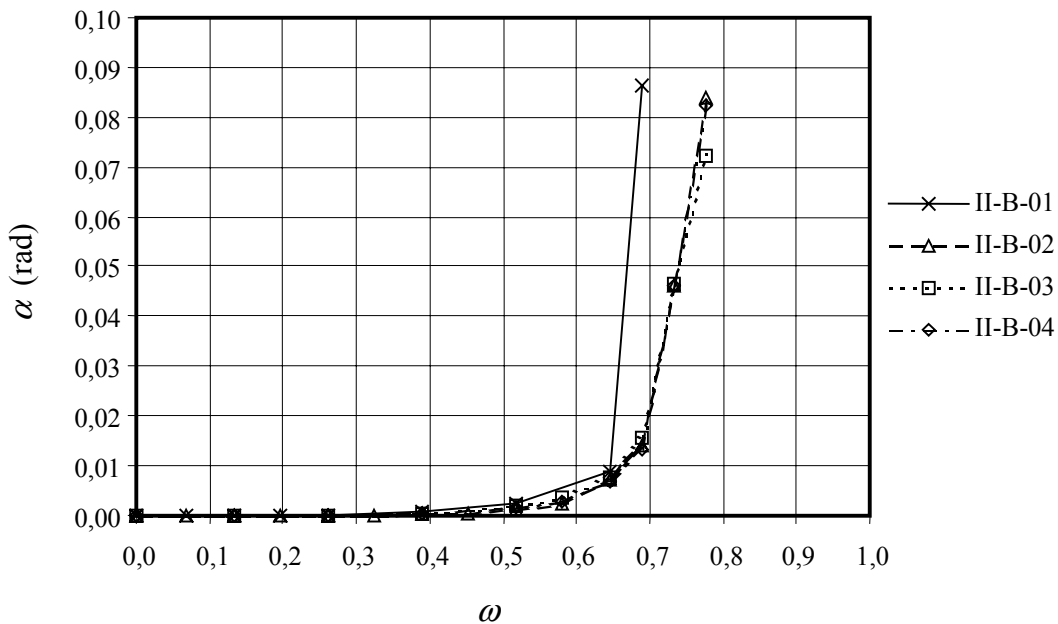


Bild 3.65: Abhängigkeit der Neigungswinkel vom Aushubzustand ω

3.4.7 Mindesteinbindetiefe bei Versuchsreihe II-B

Die Mindesteinbindetiefe kurz vor dem Eintritt des Bruchzustandes betrug bei den eigenen Versuchen $t/h = 0,29$. Eine Ausnahme stellt Versuch II-B-01, bei dem der Bruch in einem Verhältnis von $t/h = 0,45$ aufgetreten ist (Bild 3.66). Die insgesamt 4 durchgeführten Versuche der Versuchsreihe II-B ergeben keine zuverlässige Aussage über die Abhängigkeit der Mindesteinbindetiefe von der Lagerungsdichte. Auf Grund dessen wird bei der Bestimmung dieser Abhängigkeit auf die vorhandenen Erfahrungen zurückgegriffen.

In der Literatur sind Vorschläge für eine Abschätzung der notwendigen Einbindetiefe für Stützwände vorhanden. Die Mindesteinbindetiefe nach OHDE [64], bei der die Wand gerade noch steht, ohne umzustürzen, ist in Gleichung (3.23) angegeben. Der Standsicherheitsbeiwert beträgt in diesem Fall $\eta = 1,0$.

$$t/h = \eta \cdot \left(\frac{1}{\sqrt[3]{K_{pgh}/K_{agh}} - 1} \right) \quad (3.23)$$

Nach ROWE [72] wird die Einbindetiefe mit der Gleichung (2.14) ermittelt. Stellt man die Gleichung (2.14) für das Verhältnis t/h um, so ergibt sich die Gleichung (3.24). Diese Gleichung liefert das gleiche Ergebnis wie Gleichung (3.23).

$$t/h = \eta \cdot \left(\frac{1}{1 - \sqrt[3]{K_{agh}/K_{pgh}}} - 1 \right) \quad (3.24)$$

Bei den Gleichungen (3.23) und (3.24) wird K_{pgh} nach der klassischen Erddrucktheorie (ebene Gleitfläche) mit $\delta_p = 0$ berechnet.

BICA & CLAYTON [16] haben auf Grund ihrer Modellversuche eine Mindesteinbindetiefe von $t/h = 0,265$ bis $0,29$ für eine dichte Lagerung und $t/h = 0,45$ bis $0,54$ für eine lockere Lagerung ermittelt. Dabei spielte die Oberflächenbeschaffenheit der Modellwand keine Rolle. Eine Abschätzung der notwendigen Einbindetiefe ist in der Gleichung (3.25) sowie im Bild B.7 angegeben. Diese Gleichung gilt nach Angaben der Autoren [24] für kohäsionslosen Sand im trockenen Zustand und voll Unterwasser. Der Reibungswinkel des Bodens darf dabei um 10% höher als der ermittelte Reibungswinkel aus dem Triaxialversuch eingesetzt werden.

$$t/h = \eta \cdot (2/3) \cdot e^{-[(\varphi - 30^\circ)/18]} \quad (3.25)$$

Wie im Bild 3.66 dargestellt ist, liegen die berechneten Werte nach OHDE und ROWE auf der sicheren Seite. Die Gleichung (3.25) liefert im Vergleich mit den eigenen Berechnungsverfahren, s. Abschnitt 5, geringere Einbindetiefen.

Auf Grund der durchgeführten Berechnungen im Abschnitt 5 wird eine Gleichung für die Erstabschätzung der Einbindetiefe vorgeschlagen. Die Gleichung (3.26) stellt eine Verbesserung der Gleichung (3.23) von OHDE [64] dar. Dabei werden die Bodeneigenschaften sowie die Oberflächenbeschaffenheit der Stützwand besser berücksichtigt.

$$t/h = \frac{2,5 \cdot \eta}{1 + \eta} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{K_{pgh}/K_{agh} - 1}} \quad (3.26)$$

mit $K_{pgh} = f(\alpha_{Bruch}, \beta, \delta_p = -0,5 \cdot \delta_{max}, \varphi)$ und $K_{agh} = f(\alpha_{Bruch}, \beta, \delta_a = \delta_{max}, \varphi)$

Der passive Erddruckbeiwert K_{pgh} in der Gleichung (3.26) wird nach CAQOUT/KÉRISSEL/ABSI [55] berechnet. Auch die Ermittlung des passiven Erddruckes nach PREGI [68] ergibt vergleichbare Ergebnisse, liefert jedoch größere Einbindetiefen. Der aktive Erddruckbeiwert K_{agh} wird nach der klassischen Erddrucktheorie von COULOMB berechnet.

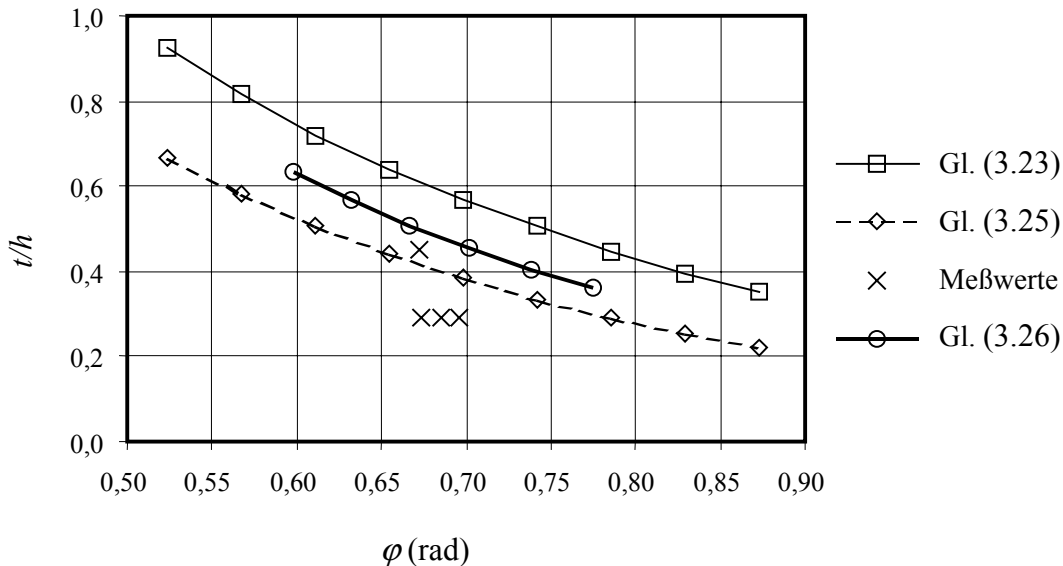


Bild 3.66: Einbindetiefe im Grenzzustand nach verschiedenen Autoren

3.5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Für die Entwicklung eines neuen Berechnungsmodells für durchgehende, im Boden eingespannte Stützkonstruktionen wurden Modellversuche nach dem Grundprinzip gemäß Bild 3.1 durchgeführt. Bei den Versuchen ist die Lagerungsdichte D variiert worden. Es ergibt sich keine qualitative Abhängigkeit der Erddruckverteilung im Einspannbereich von der Lagerungsdichte D .

Mit zunehmender Lagerungsdichte wurden größere stützende Erddruckkräfte gemessen. Die resultierende Erddruckkraft P_h zeigt jedoch keinen Maximalwert mit anschließendem Abfall. Der erforderliche Verdrehungsbetrag der Wand für das Erreichen des Maximalwertes von P_h wurde als Bruchkriterium bzw. Grenzzustand ausgewählt. Der erforderliche Verdrehungsbetrag für das Erreichen des Grenzzustandes nimmt mit steigender Lagerungsdichte ab.

Die in der Literatur oft zitierte parabolische Verteilung des Erddruckes im Bereich 1 wurde nur bei kleinen Wandverdrehungen beobachtet. Im Allgemeinen wurde eine lineare Zunahme des Erddruckes bis zu einer Tiefe von durchschnittlich $0,57 \cdot d_1$ im Grenzzustand gemessen. Ab der Tiefe z_1 nimmt der Erddruck bis zum Spannungsnullpunkt ab. Die Verteilung des Erddruckes in der Tiefe z_1 bis d_1 entspricht einer nach unten gekrümmten Kurve.

In den Bereichen 2 und 3 wurde nach einer geringen Verdrehung der Wand der aktive Erddruck gemessen. Die Verteilung des Erddruckes im Bereich 2 zeigt eine stark überproportionale Abnahme zum Wandfuß hin (Bild 3.37). Am Wandfuß ist die gemessene Spannung nahezu Null. Der Erddruck im Bereich 3 blieb bis zum Versuchsende annähernd dreieckförmig. Im Bereich 4 stellt sich eine stark überproportionale Zunahme des stützenden Erddruckes ein (Bild 3.31). Der Erddruck konzentriert sich im Wandfußbereich.

Die Lagerungsdichte des Bodens hat einen vernachlässigbaren Einfluß auf die Angriffshöhe der Resultierenden des stützenden Erddruckes in den Bereichen 1 und 4. Dagegen ist dieser Einfluß bei dem belastenden Erddruck in den Bereichen 2 und 3 signifikanter. Je dichter der Boden war, um so höher lag die Resultierende.

Einen großen Einfluß hat die Lagerungsdichte auf die Erddruckneigungswinkel in allen Bereichen. Je dichter der Boden ist, um so kleiner ist der Erddruckneigungswinkel. Eine Ausnahme wurde im Bereich 1 beobachtet. Die Lagerungsdichte hat keinen Einfluß auf den Mittelwert der Erddruckneigung (Bild 3.57). Bei der örtlich sich ausbildenden Erddruckrichtung

und deren Veränderung über die Wandhöhe im Bereich 1 ist dagegen der Einfluß der Lagerungsdichte feststellbar.

Die Mindesteinbindetiefe kurz vor dem Eintritt des Bruchzustandes betrug bei den eigenen Versuchen $t/h = 0,29$.

4 Mobilisierungsfunktionen des Erddruckes

Angaben über die Verteilung des stützenden und belastenden Erddruckes im Grenzzustand sowie der für die volle Mobilisierung erforderlichen Verschiebungen sind z.B. in den Normen DIN 4085 [27], DIN 4085-100 [28] und DIN 4085-2004 [29] sowie in den Empfehlungen EAB [30] und EAU [31] enthalten. Wie im Abschnitt 2.3 dargestellt, existiert eine Vielzahl von Ansätzen zur Erfassung der Verschiebungsabhängigkeit des Erddruckes. Da die zahlenmäßige Erfassung des Zusammenhangs zwischen den Verformungen und dem mobilisierten Erddruck grundlegend für die Beschreibung des Gebrauchszustands ist, wurde ein entsprechender Ansatz nach BARTL [13] in die DIN 4085-2004 [29] übernommen.

Für die Entwicklung der eigenen Mobilisierungsansätze gelten die nachfolgend dargestellten Kriterien:

1. Das nichtlineare Kraft – Verschiebungsverhalten des Erddruckes muß ausreichend genau erfaßt werden.
2. Das Mobilisierungsverhalten des Erddruckes muß mathematisch in einfacher Form beschrieben werden.
3. Die Funktionen müssen weiterhin Angaben über Größe, Richtung und Verteilung des Erddruckes über die Wandhöhe in Abhängigkeit von der Verschiebung und des Mobilisierungsgrades liefern.

Die oben gestellten Kriterien bzw. Bedingungen, insbesondere die Angaben über eine mobilisierungsabhängige Erddruckverteilung, machten es erforderlich, die Funktionen als eine Beziehung zwischen einer lokalen vorgegebenen Verschiebung in der Tiefe z_i und einer mobilisierten Größe in dieser Tiefe anzusetzen. Diese Vorgehensweise bei der Berechnung des Erddruckes kommt einem Bettungsansatz sehr nah, wie z. B. dem Ansatz von VOGT [83]. Die Entwicklung eines Bettungsansatzes ist jedoch nicht Ziel dieser Arbeit. Die nachfolgend angegebenen empirischen Mobilisierungsfunktionen sind auf der Grundlage der eigenen Versuche sowie der Erddrucktheorie aufgestellt worden.

Die Grundlage für die in diesem Abschnitt dargestellten Mobilisierungsfunktionen bildet die Gleichung (4.1). Die Begrenzung der Verschiebungen wurde bereits in Abschnitt 3.4.6 vorgegeben.

Der Mobilisierungsgrad x' ist somit eine Funktion von der Wandverschiebung bzw. Wandverdrehung und der Exponenten b und c .

$$x' = (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^b)^c \quad (4.1)$$

Die Mobilisierungsfunktionen werden weitgehend normiert, um den Rechenweg übersichtlich zu gestalten.

Die gewonnenen Erkenntnisse über das Mobilisierungsverhalten der einzelnen Größen wurden bereits im Abschnitt 3.4 dargestellt. Die Übereinstimmung der Mobilisierungsfunktionen mit den Versuchsergebnissen wird im Abschnitt 4.6 geprüft.

4.1 Lage der Drehachse und des Spannungsnullpunktes

Unter Einbeziehung der Gleichungen (3.2) und (3.3) für den Grenzzustand können die Mobilisierungsfunktionen wie folgt angegeben werden:

$$t'_1/t = 1 - (0,12 + 0,24 \cdot D) \cdot (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^2)^{0,5} \quad (4.2)$$

$$d'_1/t = 1 - (0,16 + 0,20 \cdot D) \cdot (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^4)^{0,3} \quad (4.3)$$

mit $\alpha_i = 0 \dots \alpha_{Bruch}$

Die Entwicklung der Lage der Drehachse in Abhängigkeit der Wandverdrehung α für verschiedene Lagerungsdichten des Bodens ist in Bild 4.1 a dargestellt. Analog dazu ist in Bild 4.2 a die Lage des Spannungsnullpunkts dargestellt.

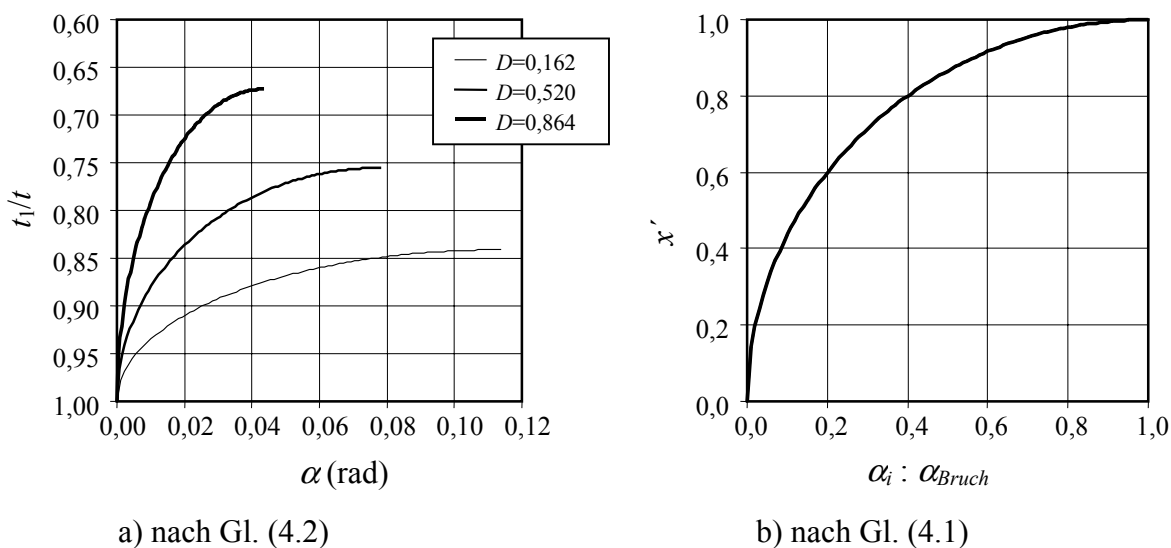


Bild 4.1: Lage der Drehachse in Abhängigkeit von der Verdrehung der Wand

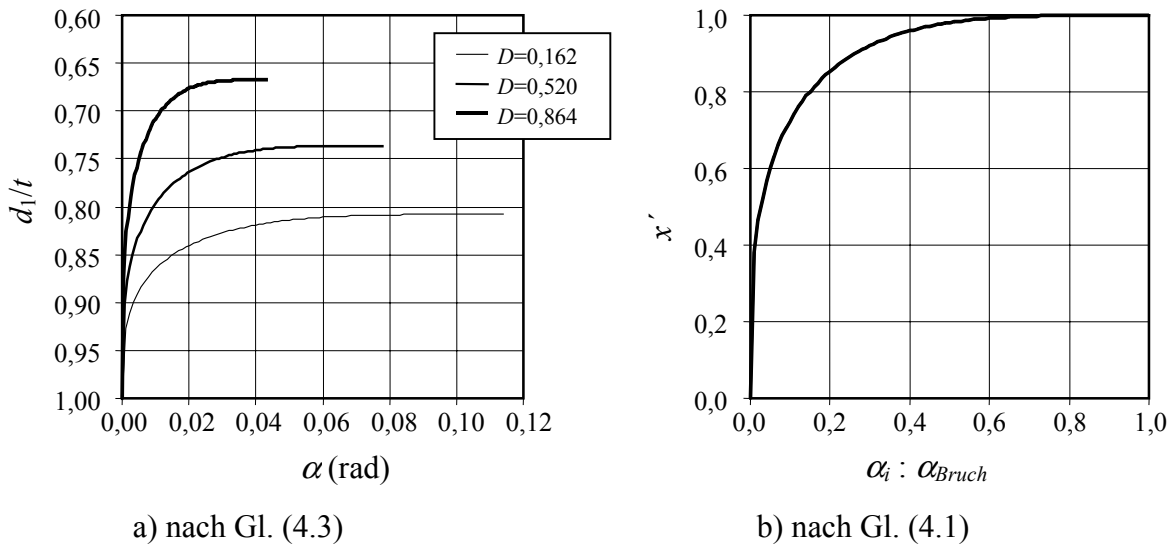


Bild 4.2: Lage des Spannungsnulldruckpunktes in Abhängigkeit von der Verdrehung

Die Kopfverschiebung der Wand s' ergibt sich aus:

$$s' = (h + t_1) \cdot \tan \alpha_i \quad (4.4)$$

4.2 Mobilisierungsfunktionen im Bereich 1

Im Abschnitt 3.4.2 wurden die Spannungsverteilung und die Entwicklung der Erddruckbeiwerte im Versuchsverlauf dargestellt. Aus den gewonnenen Erkenntnissen können für den Bereich 1 folgende Eigenschaften festgelegt werden:

- Bis zur Tiefe z'_1 kann mit einem konstanten Erddruckbeiwert gerechnet werden.
- Die Entwicklung der Erddruckbeiwerte ab z'_1 bis d'_1 ist linear.
- In der Tiefe d'_1 ist mit dem belastenden Erddruck zu rechnen.

Die Tiefe z'_1 ergibt sich in Abhängigkeit des Verdrehungsgrades zu:

$$z'_1 / d'_1 = (0,46 + 0,26 \cdot D) \cdot (\alpha_i / \alpha_{Bruch})^{0,5} \quad (4.5)$$

Der Erddruckbeiwert bis zur Tiefe z'_1 ist:

$$K'_{pgh,z1} = (K_{pgh} - K_{0gh}) \cdot (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^2)^{0,65} + K_{0gh} \quad (4.6)$$

K_{0gh} ist der Erddruckbeiwert im Ausgangszustand nach Gleichung (3.11).

Der Erddruckbeiwert in der Tiefe $z_i = d'_1$ ist:

$$K'_{agh,2} = (K_{0gh} - K_{agh,2}) \cdot (1 - (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^6)^{0,2}) + K_{agh,2} \quad (4.7)$$

Die Erddruckbeiwerte im Grenzzustand werden wie folgt berechnet:

$$K_{pgh} = f(\alpha_{Bruch}, \beta, \delta_{p,z1}, \varphi) \quad (4.8)$$

$$K_{agh,2} = f(\alpha_{Bruch}, \beta, \delta_{a,2}, \varphi) \quad (4.9)$$

Der Beiwert für den passiven Erddruck K_{pgh} wird nach CAQOUT/KÉRISEL/ABSI [55] angesetzt. Die Ermittlung des passiven Erddruckes nach PREGI [68] liefert plausible Ergebnisse, liegt jedoch gegenüber den Versuchsergebnissen mehr auf der sicheren Seite (Bild 3.33 und Tabelle A.3). Der aktive Erddruckbeiwert $K_{agh,2}$ wird nach der klassischen Erddrucktheorie berechnet. Der Erddruckneigungswinkel $\delta_{p,z1}$ ist nach Gl. (3.16) und $\delta_{a,2}$ ist nach Gl. (3.17) zu berechnen.

Die tiefenabhängige Verteilung der mobilisierten Erddruckbeiwerte über die Tiefe $z_i = 0 \dots d'_1$ wird mit der folgenden empirischen Gleichung beschrieben:

$$K'_{pgh,1(i)} = (K'_{pgh,z1} - K'_{agh,2}) \cdot \left(1 - \left(\frac{\psi_1 + |\psi_1|}{2 \cdot \psi_2} \right) \right) + K'_{agh,2} \quad (4.10)$$

mit
$$\psi_1 = \frac{z_i - z'_1}{d'_1} \quad (4.11)$$

und
$$\psi_2 = 1 - \frac{z'_1}{d'_1} \quad (4.12)$$

Der horizontale Anteil des Erddruckes in der Tiefe z_i berechnet sich somit zu

$$e'_{pgh,1(i)} = \gamma \cdot K'_{pgh,1(i)} \cdot z_i \quad (4.13)$$

Die Resultierende des Erddruckes im Bereich 1 entspricht dem Inhalt der Erddruckfläche nach Bild 4.4 und kann mit Hilfe von Gleichung (4.13) ermittelt werden.

$$E'_{pgh,1} = \int_0^{d'_1} \gamma \cdot K'_{pgh,1(i)} \cdot z_i \cdot dz = \int_0^{d'_1} e'_{pgh,1(i)} \cdot dz \quad (4.14)$$

Durch die Aufteilung des Bereichs 1 in n_1 gleich hohe „Lamellen“ läßt sich Gleichung (4.14) vereinfachen. Die Höhe der Lamelle ist beliebig wählbar. Eine feine Aufteilung ist jedoch anzustreben, da die Genauigkeit der Berechnung mit zunehmender Lamellenhöhe absinkt. Der Schwerpunkt der Lamellen entspricht der Tiefe z_i . Der Flächeninhalt errechnet sich mit der Gleichung (4.15).

$$E'_{pgh,1} \approx \sum_{i=1}^{i=n_1} e'_{pgh,1(i)} \cdot l'_1 \tag{4.15}$$

mit $l'_1 = d'_1 / n_1$ (4.16)

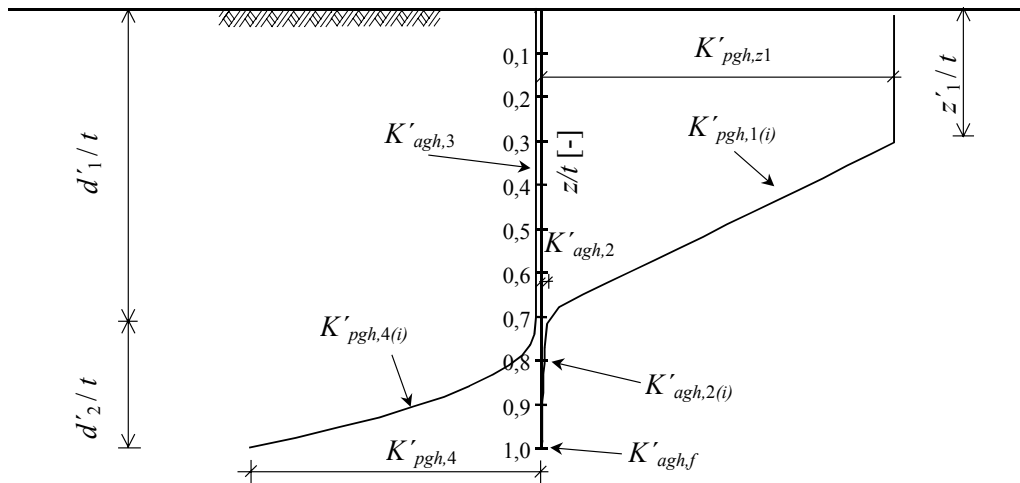


Bild 4.3: Erddruckbeiwerte, schematische Darstellung

Die Normierung des Erddruckes im untersuchten Bereich erfolgte nach Gl. (4.17).

$$\bar{K}'_{pgh,1} = \frac{2 \cdot E'_{pgh,1}}{\gamma \cdot d_1'^2} \tag{4.17}$$

Die Lage der Resultierende:

$$z'_{R1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n_1} e'_{pgh,1(i)} \cdot l'_1 \cdot z_i}{\sum_{i=1}^{i=n_1} e'_{pgh,1(i)} \cdot l'_1} \tag{4.18}$$

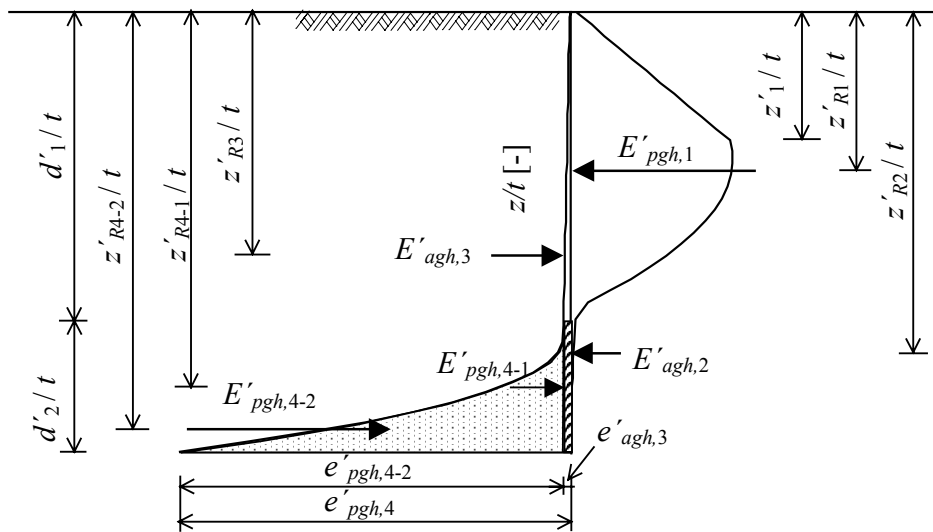


Bild 4.4: Erddruckverteilung, schematische Darstellung

Wie im Abschnitt 3.4.5 erläutert wurde, kann im Bereich 1 nicht von einem konstanten Erddruckneigungswinkel ausgegangen werden. Die im Bild 3.55 dargestellte Verteilung des Erddruckneigungswinkels wird deshalb wie nachfolgend beschrieben.

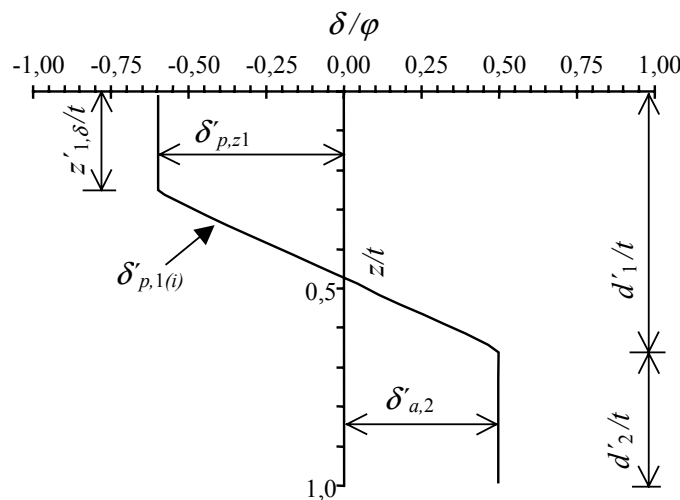


Bild 4.5: Erddruckneigungswinkel im Einspannbereich auf der Luftseite der Wand, schematische Darstellung

Bis zur Ordinate $z'_{1,\delta}$ (Bild 4.5) wird von einem über die Tiefe konstanten Erddruckneigungswinkel $\delta'_{p,z1}$ ausgegangen. Die Ordinate $z'_{1,\delta}$ wird nach Gleichung (4.19) berechnet. Die Tiefen $z_{1,\delta}$ und z_1 sind im Grenzzustand gleich. Jedoch erreicht die Tiefe $z'_{1,\delta}$ ihren Endwert schneller als die Tiefe z'_1 . Zwischen $z'_{1,\delta}$ und d'_1 nimmt der Erddrucknei-

gungswinkel linear zu (Bild 4.5). In der Tiefe d'_1 stellt sich der Erddruckneigungswinkel $\delta'_{a,2}$ ein.

$$z'_{1,\delta} / d'_1 = (0,46 + 0,26 \cdot D) \cdot (\alpha_i / \alpha_{Bruch})^{0,2} \quad (4.19)$$

Der Erddruckneigungswinkel in der Tiefe $z_i = 0 \dots z'_1$ ist:

$$\delta'_{p,z1} / \varphi = \left((\delta_{p,z1} - \delta_0) \cdot \left(1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^6 \right)^{0,25} + \delta_0 \right) / \varphi \quad (4.20)$$

Der Erddruckbeiwert in der Tiefe $z_i = d'_1$ ist:

$$\delta'_{a,2} / \varphi = \left((\delta_{a,2} - \delta_0) \cdot \left(1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^6 \right)^{0,25} + \delta_0 \right) / \varphi \quad (4.21)$$

δ_0 ist die Erddruckneigung im Ausgangszustand, Gl. (3.10).

Der Erddruckneigungswinkel im Ausgangszustand δ_0 wurde eingeführt, um die Möglichkeit nicht horizontal gerichteter Erddrücke im Ausgangszustand berücksichtigen zu können. Falls nichts anderes festgelegt worden ist, sollte im Ausgangszustand $\delta_0 = 0^\circ$ angesetzt werden.

Die Verteilung der Erddruckneigungswinkel über die Tiefe $z_i = 0 \dots d'_1$ wird analog zu Gl. (4.10) wie folgt angegeben:

$$\delta'_{p,1(i)} / \varphi = (\delta'_{p,z1} - \delta'_{a,2}) / \varphi \cdot \left(1 - \left(\frac{\psi_3 + |\psi_3|}{2 \cdot \psi_4} \right) \right) + \delta'_{a,2} / \varphi \quad (4.22)$$

mit
$$\psi_3 = \frac{z_i - z'_{1,\delta}}{d'_1} \quad (4.23)$$

und
$$\psi_4 = 1 - \frac{z'_{1,\delta}}{d'_1} \quad (4.24)$$

Der vertikale Anteil des Erddruckes in der Tiefe z_i beträgt:

$$e'_{pgv,1(i)} = - e'_{pgh,1(i)} \cdot \tan(|\alpha_i| - \delta'_{p,1(i)}) \quad (4.25)$$

Die Resultierende des Vertikalanteils des Erddruckes im Bereich 1 errechnet sich nach Gleichung (4.26).

$$E'_{pgv,1} = \sum_{i=1}^{i=n1} e'_{pgv,1(i)} \cdot l'_1 \quad (4.26)$$

Die Neigung der Resultierenden des Erddruckes im Bereich 1 beträgt:

$$\bar{\delta}'_{p,1} = \arctan\left(\frac{E'_{pgv,1}}{E'_{pgh,1}}\right) + |\alpha_i| \quad (4.27)$$

Der Betrag von α muß eingesetzt werden, da – wie bereits im Abschnitt 3.4.2 erwähnt – die vier untersuchten Bereiche durch den Spannungsnullpunkt unterteilt werden.

4.3 Mobilisierungsfunktionen im Bereich 2

Den Meßergebnissen entsprechend wird in diesem Bereich der aktive Erddruck angesetzt. Die Verteilung entspricht einer Parabel dritten Grades. In der Tiefe $z=d'_1$ stellt sich der Erddruckbeiwert $K'_{agh,2}$ nach Gleichung (4.7) ein. Am Wandfuß sind Werte je nach Mobilisierungsgrad zwischen K_{0gh} und Null zu erwarten. Die Mobilisierung von $K'_{agh,f}$ wird mit der Gleichung (4.28) erfaßt.

$$K'_{agh,f} = K_{0gh} \cdot (1 - (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^6)^{0,2}) \quad (4.28)$$

$K'_{agh,f}$: Erddruckbeiwert am Wandfuß im Bereich 2

Die tiefenabhängige Verteilung der Erddruckbeiwerte über die Tiefe $z_i = d'_1 \dots t$ kann nach der folgenden empirischen Gleichung beschrieben werden:

$$K'_{agh,2(i)} = (K'_{agh,2} - K'_{agh,f}) \cdot \left(\frac{t - z_i}{t - d'_1}\right)^2 + K'_{agh,f} \quad (4.29)$$

Der horizontale Anteil des Erddruckes in der Tiefe $z_i = d'_1 \dots t$ berechnet sich somit nach:

$$e'_{agh,2(i)} = \gamma \cdot K'_{agh,2(i)} \cdot z_i \quad (4.30)$$

Die Resultierende des Erddruckes im Bereich 2 ist:

$$E'_{agh,2} = \int_{d'_1}^t \gamma \cdot K'_{agh,2(i)} \cdot z_i \cdot dz = \int_{d'_1}^t e'_{agh,2(i)} \cdot dz \quad (4.31)$$

Analog zu Bereich 1 wird Bereich 2 in n_2 gleichmäßige Lamellen unterteilt. Der Flächeninhalt errechnet sich nach Gleichung (4.32).

$$E'_{agh,2} \approx \sum_{i=1}^{i=n_2} e'_{agh,2(i)} \cdot l'_2 \quad (4.32)$$

$$\text{mit } l'_2 = (t - d'_1) / n_2 \quad (4.33)$$

Die Lage der Resultierenden ergibt sich zu:

$$z'_{R2} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n_2} e'_{agh,2(i)} \cdot l'_2 \cdot z_i}{\sum_{i=1}^{i=n_2} e'_{agh,2(i)} \cdot l'_2} \quad (4.34)$$

Bei den eigenen Versuchen konnte kein Einfluß des Verdrehungsgrades der Wand auf die Verteilung des Erddruckneigungswinkels im Bereich 2 festgestellt werden. Daher wird von einem konstanten Erddruckneigungswinkel entsprechend Gleichung (4.21) ausgegangen.

Der vertikale Anteil des Erddruckes in der Tiefe z_i ist:

$$e'_{agv,2(i)} = e'_{agh,2(i)} \cdot \tan(\delta'_{a,2} - |\alpha_i|) \quad (4.35)$$

Die Resultierende des Vertikalanteils des Erddruckes ist:

$$E'_{agv,2(i)} = E'_{agh,2(i)} \cdot \tan(\delta'_{a,2} - |\alpha_i|) \quad (4.36)$$

4.4 Mobilisierungsfunktionen im Bereich 3

In diesem Bereich wird den Versuchsergebnissen entsprechend der aktive Erddruck dreieckförmig verteilt angesetzt. Daher kann in diesem Bereich von einem über die Tiefe konstanten Erddruckbeiwert $K'_{agh,3}$, s. Gleichung (4.37), ausgegangen werden. Der horizontale Anteil des Erddruckes berechnet sich somit wie folgt:

$$K'_{agh,3} = (K_{0gh} - K_{agh,3}) \cdot (1 - (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^6)^{0,2}) + K_{agh,3} \quad (4.37)$$

$$\text{mit } K_{agh,3} = f(\alpha_{Bruch}, \beta, \bar{\delta}_{a,3}, \varphi) \quad (4.38)$$

$\bar{\delta}_{a,3}$: Erddruckneigungswinkel im Grenzzustand nach Gl. (3.18)

Der horizontale Anteil des Erddruckes in der Tiefe z_i ergibt sich zu:

$$e'_{agh,3(i)} = \gamma \cdot K'_{agh,3} \cdot z_i \quad (4.39)$$

Für die Bereiche 3 und 4 ist zwischen Versuchsreihe II-A und II-B zu unterscheiden. Auf der Erdseite bei Versuchsreihe II-B ist der Einfluß der Sandmasse (Geländesprung h) in den Mobilisierungsfunktionen zu beachten.

Versuchsreihe II-A:

Erddruck in der Tiefe $z_i = d'_1$:

$$e'_{agh,3} = \gamma \cdot K'_{agh,3} \cdot d'_1 \quad (4.40)$$

Der Flächeninhalt errechnet sich mit der Gleichung (4.41):

$$E'_{agh,3} = \frac{\gamma \cdot K'_{agh,3} \cdot d'^2_1}{2} = e'_{agh,3} \cdot d'_1/2 \quad (4.41)$$

Die Lage der Resultierenden ist:

$$z'_{R3} = \frac{2 \cdot d'_1}{3} \quad (4.42)$$

Versuchsreihe II-B:

Erddruck in der Tiefe $z_i = h + d'_1$:

$$e'_{agh,3} = \gamma \cdot K'_{agh,3} \cdot (h + d'_1) \quad (4.43)$$

Die Resultierende beträgt:

$$E'_{agh,3} = \frac{\gamma \cdot K'_{agh,3} \cdot (h + d'_1)^2}{2} = e'_{agh,3} \cdot (h + d'_1)/2 \quad (4.44)$$

Die Lage der Resultierenden ist:

$$z'_{R3} = \frac{2 \cdot (h + d'_1)}{3} \quad (4.45)$$

Analog zum Bereich 2 war kein Einfluß des Verdrehungsgrades der Wand auf die Verteilung des Erddruckneigungswinkels im Bereich 3 feststellbar. Daher wird von einem konstanten Erddruckneigungswinkel ausgegangen.

Der verdrehungsabhängige Neigungswinkel des Erddruckes beträgt:

$$\delta'_{a,3}/\varphi = ((\delta_{a,3} - \delta_0) \cdot (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^6)^{0,25} + \delta_0) / \varphi \quad (4.46)$$

Die Resultierende des Vertikalanteils des Erddruckes ist:

$$E'_{agv,3} = E'_{agh,3} \cdot \tan(|\alpha_i| + \delta'_{a,3}) \quad (4.47)$$

4.5 Mobilisierungsfunktionen im Bereich 4

Die bei den Versuchen festgestellte stark überproportionale Zunahme des stützenden Erddruckes kann mit ausreichender Genauigkeit durch eine Parabel dritten Grades dargestellt werden.

Das Nachrechnen der eigenen Modellversuche im Abschnitt 4.6 zeigt, daß der gemessene stützende Erddruck in diesem Bereich kleiner ist als die Gleichgewichtsbedingungen ergeben.

Das läßt sich folgendermaßen erklären:

Am Wandfuß war die Anordnung einer Versteifungsplatte von 8 mm Dicke (Bild A.8, Pos. 4), statisch erforderlich. Der von ihr aufgenommene Erddruck konnte nicht gemessen werden. Diese Platte besitzt im Vergleich zu den Kraftmeßdosen eine sehr große Steifigkeit. Die Gewölbekonstruktion führte an dieser Stelle zu einer Entlastung der benachbarten Meßdosen. Dadurch beträgt die gemessene resultierende Erddruckkraft durchschnittlich $E'_{pgh,4}(\text{gemessen}) = 0,92 \cdot E'_{pgh,4}(\text{berechnet})$.

Die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ erfordert die Vergrößerung des gemessenen Flächeninhaltes des Erddruckes in diesem Bereich. Für die Lösung dieses Problems wurde die Erddruckkraft $E'_{pgh,4}$ den Gleichgewichtsbedingungen entsprechend festgelegt. Die in den Versuchen festgestellte Verteilung des Erddruckes sowie die Lage der Resultierenden und der Neigungswinkel des Erddruckes bleiben dabei jedoch unverändert.

Bei der weiteren Berechnung sind, wie im Bereich 3, die Unterschiede bei der Geometrie in den Versuchsreihen II-A und II-B zu beachten.

Versuchsreihe II-A:

Die Verteilung der Erddruckbeiwerte ist mit der Gleichung (4.48) angegeben.

$$K'_{pgh,4(i)} = K'_{agh,3} + (K'_{pgh,4} - K'_{agh,3}) \cdot \left(\frac{z_i - d'_1}{t - d'_1} \right)^2 \quad (4.48)$$

In dieser Gleichung ist $K'_{pgh,4}$ noch nicht bekannt. Der passive Erddruck unter dem Spannungsnullpunkt wird in zwei Teilflächen nach Bild 4.4 unterteilt. Die Teilfläche $E'_{pgh,4-1}$ ist ein Viereck mit dem folgenden Flächeninhalt:

$$E'_{pgh,4-1} = K'_{agh,3} \cdot \gamma \cdot d'_1 \cdot d'_2 \quad (4.49)$$

Der Hebelarm beträgt:

$$z'_{R4-1} = d'_1 + d'_2 / 2 \quad (4.50)$$

Der Flächeninhalt der Teilfläche $E'_{pgh,4-2}$ ergibt sich aus $\Sigma M = 0$ um den Wandkopf wie folgt:

$$E'_{pgh,4-2} = \frac{E'_{pgh,1} \cdot (z'_{R1} + h) + E'_{agh,2} \cdot (z'_{R2} + h) - E'_{agh,3} \cdot (z'_{R3} + h) - E'_{pgh,4-1} \cdot (z'_{R4-1} + h)}{(z'_{R4-2} + h)} \quad (4.51)$$

Die Lage der Resultierenden wird aus der Geometrie der Teilfläche $E'_{pgh,4-2}$ gemäß Gleichung (4.52) erhalten.

$$z'_{R4-2} = d'_1 + 4 \cdot d'_2 / 5 \quad (4.52)$$

Der Erddruck am Wandfuß berechnet sich wie folgt:

$$e'_{pgh,4} = e'_{pgh,4-2} + e'_{agh,3} = \frac{4 \cdot E'_{pgh,4-2}}{d'_2} + e'_{agh,3} \quad (4.53)$$

$$K'_{pgh,4} = \frac{e'_{pgh,4}}{\gamma \cdot t} \quad (4.54)$$

$K'_{pgh,4}$: Erddruckbeiwert am Wandfuß im Bereich 4

Die Verteilung des mobilisierten Erddruckes über die Tiefe $z_i = d'_1 \cdot t$ ist damit:

$$e'_{pgh,4(i)} = e'_{pgh,4-2} \cdot \left(\frac{z_i - d'_1}{t - d'_1} \right)^3 + e'_{agh,3} \quad (4.55)$$

Versuchsreihe II-B:

$$K'_{pgh,4(i)} = K'_{agh,3} + (K'_{pgh,4} - K'_{agh,3}) \cdot \left(\frac{z_i - (h + d'_1)}{t - d'_1} \right)^2 \quad (4.56)$$

$$E'_{pgh,4-1} = K'_{agh,3} \cdot \gamma \cdot (h + d'_1) \cdot d'_2 \quad (4.57)$$

$$z'_{R4-1} = h + d'_1 + d'_2 / 2 \quad (4.58)$$

Aus $\Sigma M = 0$ um den Wandkopf erhält man:

$$E'_{pgh,4-2} = \frac{E'_{pgh,1} \cdot (z'_{R1} + h) + E'_{agh,2} \cdot (z'_{R2} + h) - E'_{agh,3} \cdot z'_{R3} - E'_{pgh,4-1} \cdot z'_{R4-1}}{z'_{R4-2}} \quad (4.59)$$

$$\text{mit} \quad z'_{R4-2} = h + d'_1 + 4 \cdot d'_2 / 5 \quad (4.60)$$

Der Erddruck am Wandfuß berechnet sich nach Gleichung (4.53).

Die Verteilung des mobilisierten Erddruckes über die Tiefe $z_i = (h + d'_1) \cdot (h + t)$ ist damit:

$$e'_{pgh,4(i)} = e'_{pgh,4(i)} \cdot \left(\frac{z_i - (h + d'_1)}{t - d'_1} \right)^3 + e'_{agh,3} \quad (4.61)$$

Nach den Untersuchungen in Abschnitt 3.4.5 ist keine Verteilung des Erddruckneigungswinkels in Abhängigkeit von der Mobilisierung feststellbar. Es wird von einem konstanten Erddruckneigungswinkel ausgegangen. Dieser entspricht dem angegebenen Neigungswinkel in der Gleichung (4.62).

$$\delta'_{p,4} / \varphi = ((\bar{\delta}_{p,4} - \delta_0) \cdot (1 - (\alpha_i / \alpha_{Bruch} - 1)^6)^{0,25} + \delta_0) / \varphi \quad (4.62)$$

$\bar{\delta}_{p,4}$ ist mit der Gleichung (3.19) zu berechnen.

Der vertikale Anteil des Erddruckes in der Tiefe z_i berechnet sich somit zu:

$$e'_{pgv,4(i)} = e'_{pgh,4(i)} \cdot \tan(|\alpha_i| + \delta'_{p,4}) \quad (4.63)$$

Die Resultierende des Vertikalanteils des Erddruckes im Bereich 4 ergibt sich entsprechend Gleichung (4.64).

$$E'_{pgv,4} = E'_{pgh,4} \cdot \tan(|\alpha_i| + \delta'_{p,4}) \tag{4.64}$$

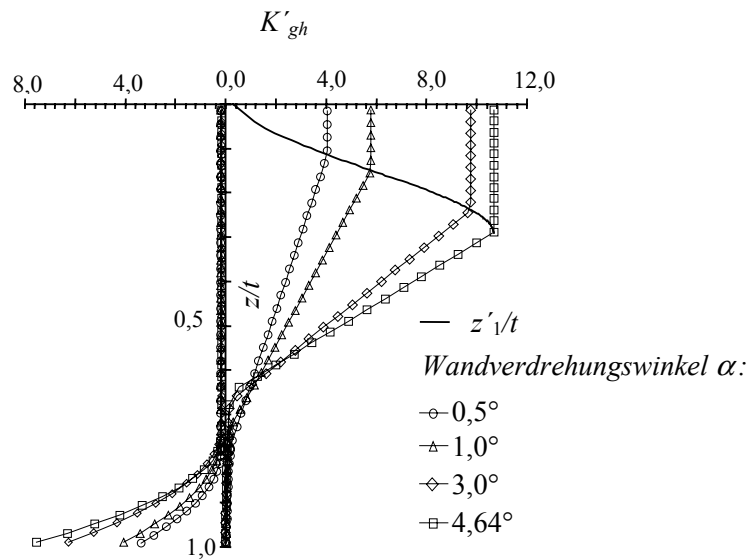


Bild 4.6: Berechnete Erddruckbeiwerte in Abhängigkeit des Wandverdrehungswinkels α

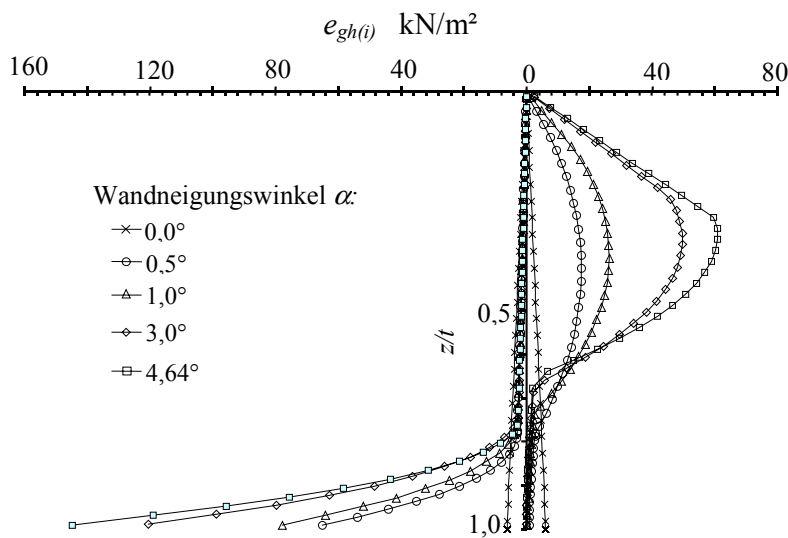


Bild 4.7: Berechneter horizontaler Anteil des Erddruckes

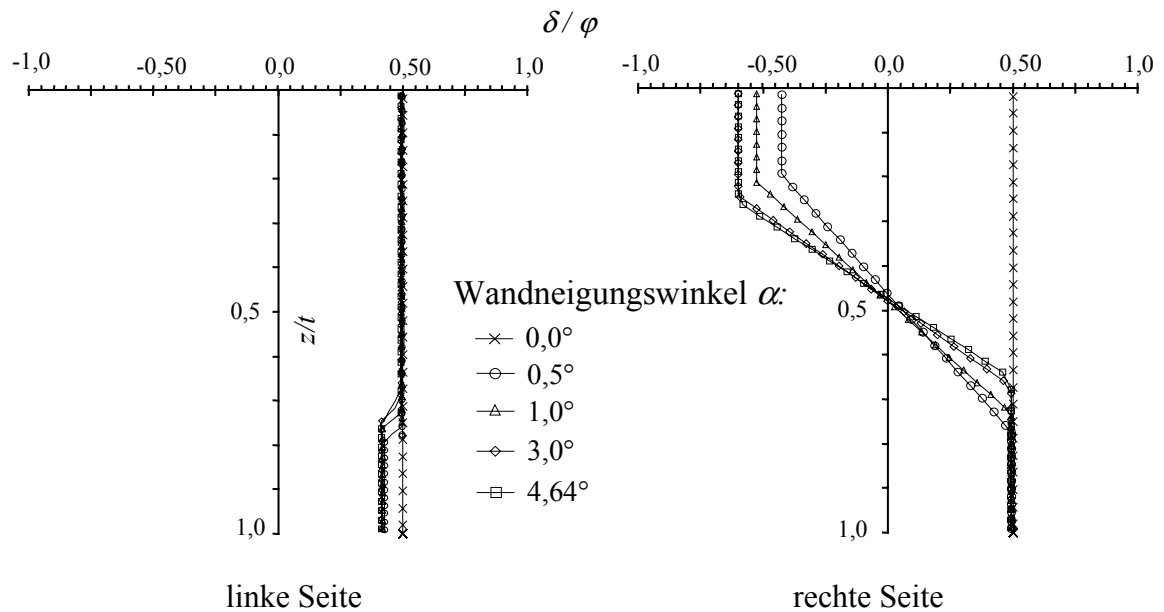


Bild 4.8: Berechneter Erddruckneigungswinkel

4.6 Nachrechnung der eigenen Versuche

Die Eignung der vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktionen wird durch Nachrechnen von zwei Versuchen (II-A-18 und II-A-20) demonstriert. Die Ergebnisse sind im Anhang A.2.3 dargestellt.

Eingangsgrößen:

- Kenngrößen für Bodeneigenschaften: γ, φ, D
- Geometrie: Einbindetiefe t und Hebelarm h nach Bild 3.1
- Erddruckbeiwerte im Grenzzustand nach Gl. (4.8) und (4.9).

Mit Hilfe der eigenen Mobilisierungsfunktionen können nun für jeden beliebigen Verdrehungsgrad der Wand bis zum Erreichen des Grenzzustandes α_{Bruch} nach Gleichung (3.20) die dazugehörigen Spannungen, Kräfte, Erddruckneigungswinkel usw. ermittelt werden.

Die Verteilung der horizontalen sowie der vertikalen Spannungen im Versuch und bei der Nachrechnung ist am Beispiel des Bruchzustandes im Bild 4.9 dargestellt.

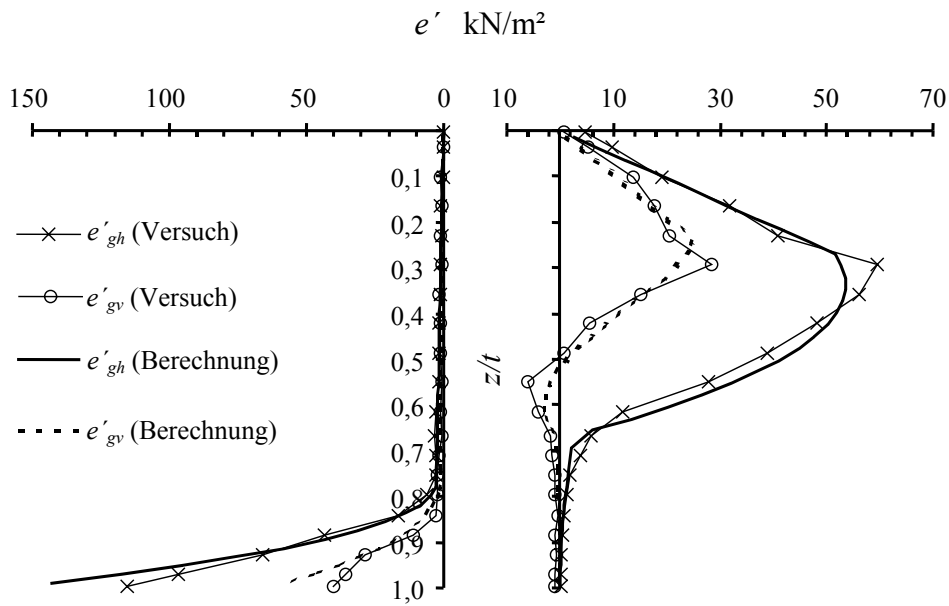


Bild 4.9: Spannungsverteilung aus Versuch und Berechnung (II-A-18)

Die Entwicklung der Lage der Resultierenden vom Ausgangszustand bis zum Erreichen des Grenzzustandes ($\alpha_i = 0.. \alpha_{Bruch}$) ist im Bild 4.10 dargestellt.

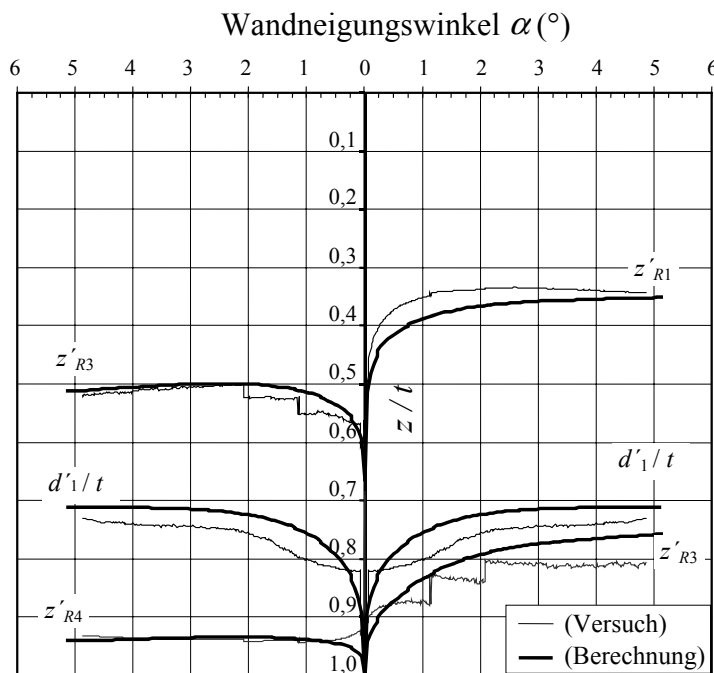


Bild 4.10: Lage der Resultierenden aus Versuch und Berechnung (II-A-18)

Die resultierenden Kräfte:

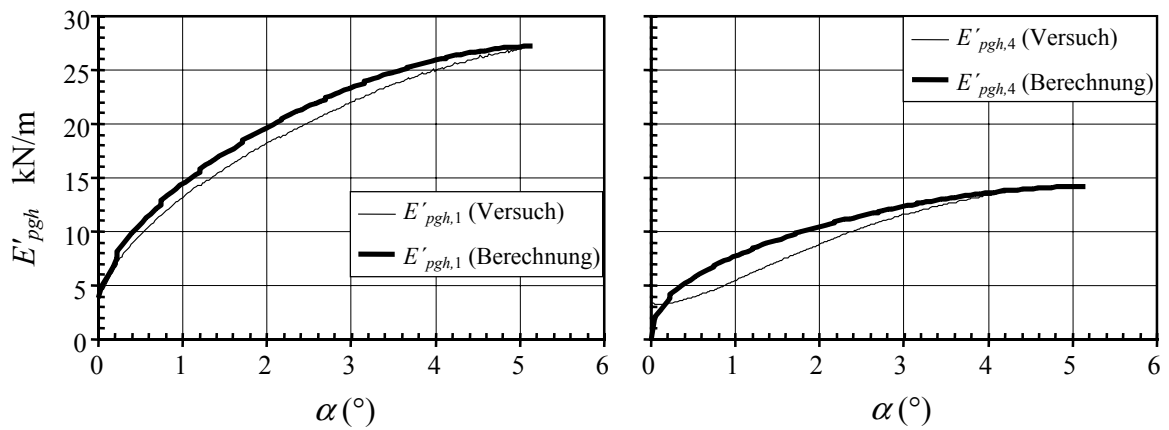


Bild 4.11: Resultierende Kräfte in den Bereichen 1 und 4 (II-A-18)

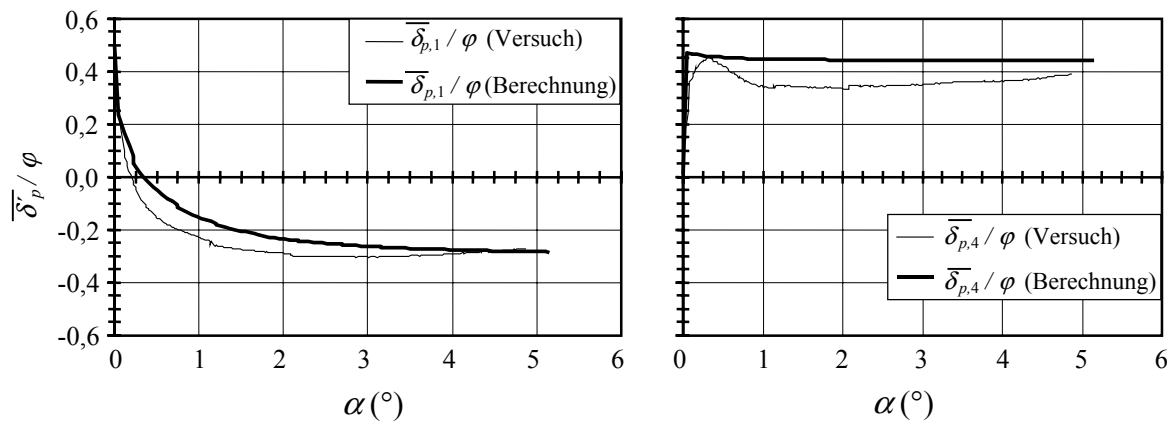


Bild 4.12: Neigungswinkel des Erddruckes in den Bereichen 1 und 4 (II-A-18)

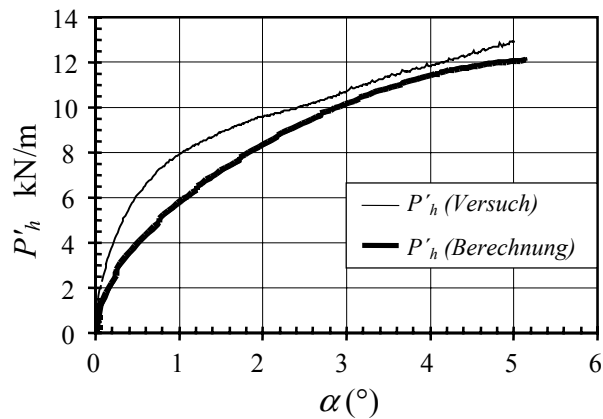


Bild 4.13: Mobilisierung der horizontalen Kraft P_h (II-A-18)

Zusammenfassung:

Die eigenen Mobilisierungsfunktionen sind auf der Grundlage der Erddrucktheorie und durch Kalibrierung mit den eigenen Versuchen entwickelt worden. Sie bieten die Möglichkeit für eine tiefen- und verschiebungsabhängige Berechnung des Erddruckes in der horizontalen und in der vertikalen Richtung.

Die Nachrechnung der Versuche hat gezeigt, daß die Mobilisierungsansätze, die Verteilung der Spannungen, die Größe der Resultierenden sowie deren Lage für beliebige Verschiebungszustände gut wiedergeben. Damit kann das untersuchte System für jeden Mobilisierungsgrad vom Ausgangszustand bis zum Bruchzustand nachgerechnet werden.

5 Berechnungsverfahren

Das vorgeschlagene Berechnungsverfahren soll das Spannungs– Verschiebungsverhalten für eingespannte, starre Stützwände wirklichkeitsnah abbilden. Dazu ist die Berücksichtigung der nichtlinearen Abhängigkeit des Erddruckes von der Art und Größe der Wandbewegung erforderlich. Das Berechnungsverfahren wird nachfolgend *verschiebungsabhängiges Berechnungsverfahren* genannt und in Abschnitt 5.1 beschrieben.

Eine Parameterstudie hat gezeigt, daß durch Einführung von Vereinfachungen an dem Gesamtbild des Erddruckes der Rechenaufwand erheblich reduziert werden kann. Ein zweiter Vorschlag für die Berechnung solcher Systeme wird unter dem Namen *vereinfachtes Berechnungsverfahren* im Abschnitt 5.2 vorgestellt. Dabei wird die Verteilung des Erddruckes in Abhängigkeit von der Verschiebung nicht mehr berücksichtigt. Statt dessen wird für den Nachweis der Tragfähigkeit im Gebrauchszustand eine vereinfachte Verteilung ausgewählt.

Die Sicherheit gegen das Eintreten des Bruchzustands kann durch die Abminderung der nutzbaren passiven Erddruckkraft bzw. durch Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten nach der neuen DIN 1054 [26] berücksichtigt werden.

5.1 Berechnungsverfahren mit verschiebungsabhängigem Lastansatz

Das Berechnungsverfahren basiert auf den in dieser Arbeit vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktionen. Neben der wirklichkeitsnahen Ermittlung des Spannungs– Verschiebungsverhaltens des Erddruckes soll der Betrag der Wandverschiebung im untersuchten Zustand realistisch abgeschätzt werden.

Wie im Abschnitt 4 gezeigt wurde, kann für jeden Verschiebungsbetrag bis zum Eintritt des Bruchzustands die Erddruckverteilung in horizontaler und vertikaler Richtung mit den vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktionen berechnet werden. Daraus ergeben sich die horizontalen bzw. vertikalen Erddruckkräfte in Abhängigkeit von dem Verdrehungsbetrag der Wand.

Die nachfolgenden Annahmen dienen dazu, den Lösungsweg für eine praktische Anwendung zu vereinfachen.

5.1.1 Annahmen

Bei der Berechnung der Mobilisierung des Erddruckes werden die im Abschnitt 4 aufgeführten Mobilisierungsfunktionen eingesetzt. Demzufolge wird die Unterteilung der untersuchten Bereiche gemäß Bild 3.21 beibehalten.

Im Abschnitt 3.4.2 wurde der Effekt des Sandeinbaus erläutert. Es wurden im Ausgangszustand nach unten gerichtete Tangentialkräfte gemessen. Beim Einrammen einer Spundwand in den Boden werden ebenfalls tangentiale Kräfte geweckt. Die Richtung der Tangentialkraft ist dabei eher nach oben gerichtet. Da keine abgesicherten Meßergebnisse über diesen Effekt vorhanden sind, wird empfohlen, in der Praxis $\delta_0 = 0^\circ$ anzunehmen.

Im Abschnitt 3.4.5 sind die mobilisierten Grenzwerte der Erddruckneigung angegeben. Diese werden für die Berechnung wie folgt vereinfacht:

- Im Gebrauchszustand treten ausreichend große Wandverschiebungen für die Mobilisierung des aktiven Erddruckes in den Bereichen 2 und 3 auf. Dabei stellt sich der volle Wandreibungswinkel ein. Deshalb kann die Erddruckneigung wie folgt angesetzt werden:

$$\delta_{a,2} = \delta_{a,3} = \delta_{\max} \quad (5.1)$$

- Die Versuche haben ergeben, daß in der Tiefe $z_i = 0 \dots z'_1$ des Bereiches 1 der Maximalwert der negativen Neigung des Erddruckes auftritt. Für die Erddruckneigung in der Tiefe $z_i = 0 \dots z'_1$ wird deshalb der Wandreibungswinkel angesetzt.

$$\delta_{p,z1} = -\delta_{\max} \quad (5.2)$$

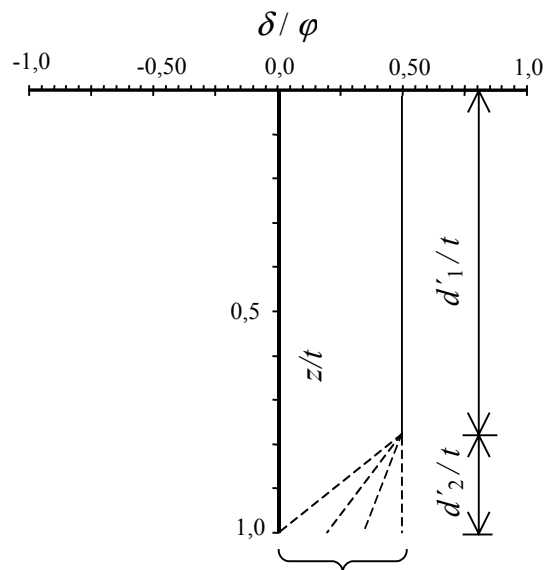
Die im Abschnitt 5.3 dargestellten Berechnungen haben gezeigt, daß sich beim Ansatz der Erddruckneigung mit δ_{\max} im aktiven sowie passiven Fall eine nach unten gerichtete resultierende Vertikalkraft ergibt. Die Auswertung der Versuchsreihe II-B (Simulation eines Baugrubenaushubs) hat gleiche Ergebnisse gezeigt (Bild 3.45). Zur Gewährleistung des Gleichgewichtes der Vertikalkräfte ist eine Variation der Neigung der Erddruckkraft $E_{pg,4}$ erforderlich. Im Einklang mit den Versuchsergebnissen wird vorausgesetzt, daß im gesamten Bereich 4 die lokale Neigung keine negativen Werte annimmt. Die Verteilung der Erddrucknei-

gung im Bereich 4 wird als lineare Funktion zwischen $\delta_{a,3}$ und $\delta_{p,4f}$ gewählt. Die Variable $\delta_{p,4f}$ ist der Erddruckneigungswinkel am Wandfuß.

Die Erddruckneigung am Wandfuß wird zunächst mit $\delta_{p,4f} = \delta_{\max}$ festgelegt. Die Erddruckneigung $\delta_{p,4f}$ wird beim Nichterfüllen der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V > 0$ unter Einhaltung der Gleichung (5.3) iterativ verringert.

$$\delta_{\max} \geq \delta_{p,4f} \geq 0 \tag{5.3}$$

Im Bild 5.1 ist die vorgenommene Variation der Erddruckneigung im Bereich 4 dargestellt. Trotz der eingeführten Variation der Erddruckneigung im Bereich 4, insbesondere bei geringen Lagerungsdichten, kann eine kleine nach unten gerichtete Kraft vorhanden sein. Es wird davon ausgegangen, daß diese Kraft von Wandfuß ohne Probleme in den Baugrund eingeleitet werden kann.



Variation der Erddruckneigungswinkel $\delta_{p,4f}$

Bild 5.1: Änderung der Neigung vom $E'_{pg,4}$ für den Nachweis $\Sigma V = 0$

5.1.2 Lösungsweg

Für die Berechnung sind folgende Ausgangsgrößen erforderlich:

- Bodenkenngrößen: γ, φ, D (charakteristische Werte nach DIN 1054)
- Geometrie: Höhe des Geländesprungs h
- Wandreibungswinkel der Stützwand δ_{\max}
- Sicherheitsfaktoren

Für den Nachweis der Standsicherheit werden zwei Vorschläge unterbreitet. Der Nachweis kann mit einem globalen Sicherheitsfaktor η oder mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_{EP} und γ_G geführt werden.

Zur Berechnung der Erddruckflächen werden diese, analog zu Abschnitt 4.2, gleichmäßig in Lamellen unterteilt.

Die Erddruckbeiwerte für den passiven sowie für den aktiven Erddruck werden unter Berücksichtigung der oben genannten Annahmen wie folgt berechnet:

- Der passive Erddruckbeiwert K_{pgh} wird nach CAQOUT/KÉRISEL/ABSI oder nach PREGL [68] mit der Gleichung (5.4) berechnet. Die maximale Wandverdrehung im Grenzzustand ergibt sich nach Gleichung (3.20).

$$K_{pgh} = f(\alpha_{Bruch}, \beta, \delta_{p,z1} = -\delta_{\max}, \varphi) \quad (5.4)$$

- Im aktiven Zustand ist die MOHR-COULOMBSche Grenzbedingung erfüllt und somit kann der belastende Erddruck mit ausreichender Genauigkeit nach der klassischen Erddrucktheorie mit der Gleichung (5.5) ermittelt werden.

$$K_{agh} = f(\alpha_{Bruch}, \beta, \delta_a = \delta_{\max}, \varphi) \quad (5.5)$$

Standsicherheitsnachweis mit einem globalen Sicherheitsfaktor:

Damit der Grenzzustand nicht eintritt, darf der passive Erddruck $E_{pg,1}$ vor der Wand nicht voll ausgenutzt werden. Weiterhin darf die Verschiebung bzw. die Verdrehung der Wand nicht zu groß werden. Um das zu gewährleisten, wird im Gebrauchszustand mit einem abgeminderten passiven Erddruck gerechnet. So wird nach EAB [30] mit einem Sicherheitsfaktor

beispielsweise für Spundwände vom $\eta = 1,5$ gerechnet. Dabei wird weiterhin sichergestellt, daß die Verformungen im Gebrauchszustand in erträglichen Grenzen bleiben. Somit kann sich im Gebrauchszustand höchstens der mit der Gleichung (5.6) ermittelte passive Erddruck $E'_{pgh,1}$ einstellen.

$$E'_{pgh,1} = E_{pgh,1} / \eta \quad (5.6)$$

Die Lösung dieser Aufgabe erfolgt iterativ. Das heißt, die Einbindetiefe t wird zuerst mit der Gleichung (3.26) abgeschätzt. Mit Hilfe der Mobilisierungsfunktionen (4.5) bis (4.15) unter Einbeziehung der Lage des Spannungsnulldpunkts nach Gleichung (4.3) wird die stützende Erddruckkraft $E'_{pgh,1}$ ermittelt.

Damit kann die im Bild 5.2 dargestellte Mobilisierung des Anteils $E'_{pgh,1} - E_{ogh}$ bestimmt werden.

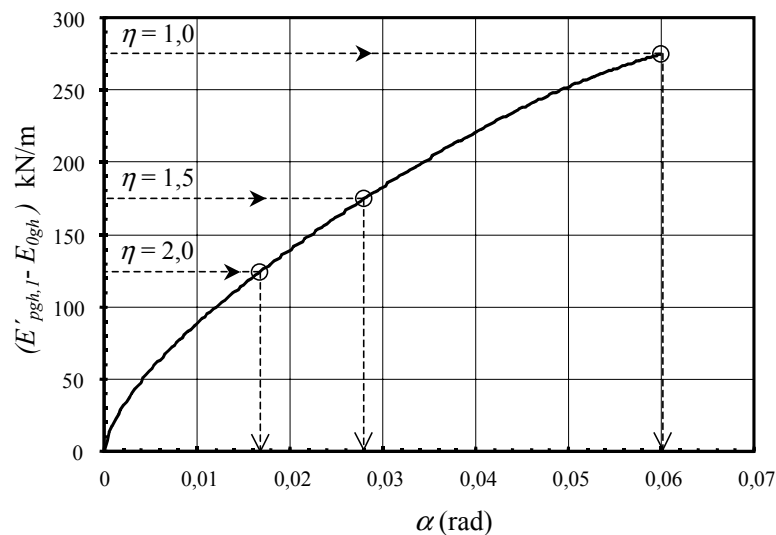


Bild 5.2: Mobilisierung der resultierenden stützenden Erddruckkraft $E'_{pgh,1}$

Aus der Darstellung im Bild 5.2 wird für die gewählte Sicherheit η bzw. für die zulässige Verschiebung der nutzbare Anteil des passiven Erddruckes festgelegt. Für den ausgewählten Gebrauchszustand wird die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ geprüft. Die Einbindetiefe t wird solange variiert bis beide Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind. Zu beachten ist, daß bei der Variation der Einbindetiefe die resultierende stützende Erddruckkraft $E'_{pgh,1}$ bei jedem Berechnungsschritt neu ermittelt werden muß.

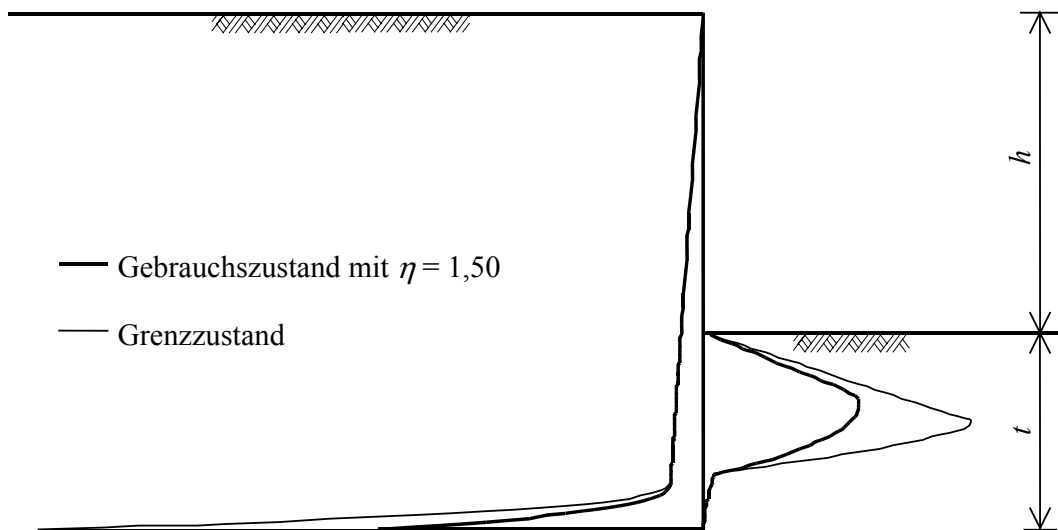


Bild 5.3: Erddruckverteilung im Gebrauchs- und Grenzzustand mit globaler Sicherheit

Der Nachweis der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ wird gemäß der Vorgehensweise im Abschnitt 5.1.1 durchgeführt.

Nachdem alle Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind, können schließlich die Querkräfte und Momente über die Tiefe berechnet werden. Die Erddruckverteilung im Gebrauchs- und Grenzzustand ist beispielhaft im Bild 5.3 dargestellt.

Stand sicherheitsnachweis nach dem Teilsicherheitskonzept:

Nachfolgend wird ein Vorschlag unterbreitet für die Berechnung der Stand sicherheit mit dem verschiebungsabhängigen Verfahren unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzepts. Die Stand sicherheit sowie die Gebrauchstauglichkeit von Stützwänden wird zukünftig nach der Einführung der neuen DIN 1054 [26] mit dem Teilsicherheitskonzept ermittelt. Dabei wird nicht von einem globalen Sicherheitsfaktor sondern von Teilsicherheitsbeiwerten ausgegangen. DIN 1054 [26] geht von einer Trennung zwischen Einwirkung und Widerstand aus. Die Einwirkung im vorliegenden Fall ist der belastende Erddruck und der Widerstand ist der stützende Erddruck. Mit den Teilsicherheitsbeiwerten wird die Beanspruchung erhöht und der passive Erddruck abgemindert. Der Stand sicherheitsnachweis wird für den Grenzzustand GZ 1B „Versagen von Bauwerken und Bauteilen“ Lastfall 2 geführt. Dabei wird der Bemessungswert der charakteristischen Beanspruchung mit dem Bemessungswert der charakteristischen Widerstände nach Gleichung (5.7) verglichen.

$$E_d = E_k \cdot \gamma_G \leq R_d = R_k / \gamma_{EP} \quad (5.7)$$

mit $\gamma_G = 1,20$ (5.8)

und $\gamma_{EP} = 1,30$ (5.9)

Beim Nachweis der Standsicherheit nach dem Teilsicherheitskonzept wird vorausgesetzt, daß die Lage der Erdauflager im Einspannbereich den Angriffspunkten der Erddruckresultierenden in den Bereichen 1 und 4 entspricht.

Weiterhin wird vorausgesetzt, daß sich die Lage der Resultierende aus den charakteristischen Werten sowie aus den Bemessungswerten nicht unterscheidet. Diese Vorgehensweise wurde von WEIßENBACH und HETTLER [88] für die Lösung des Einspannproblems nach DIN 1054 [26] vorgeschlagen.

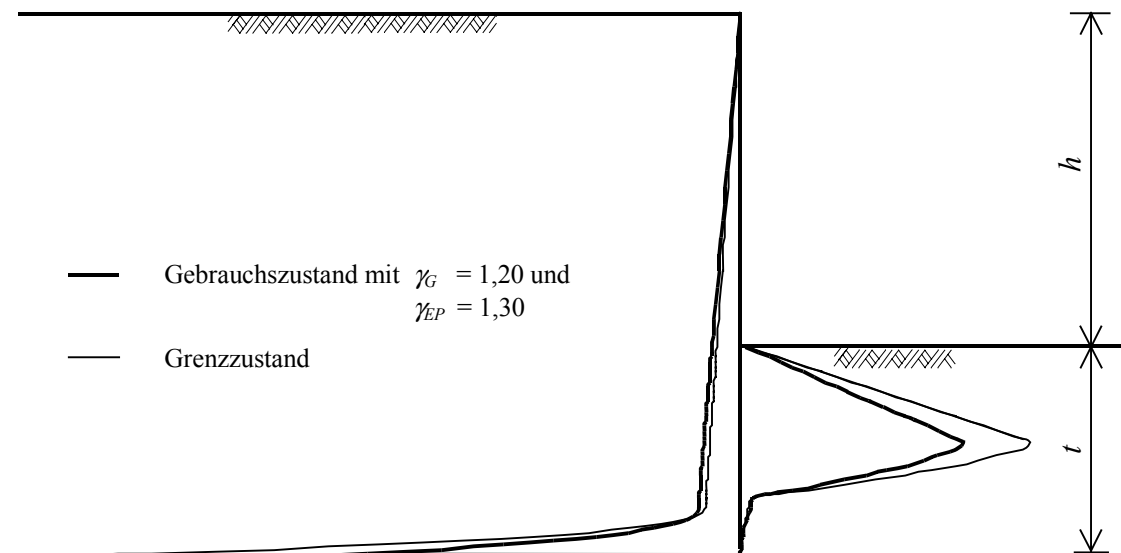


Bild 5.4: Erddruckverteilung nach dem Teilsicherheitskonzept

Um die zweite Voraussetzung zu erfüllen, wird die Form der Erddruckverteilung im Grenzzustand zugrunde gelegt. Davon ausgehend wird die Einwirkung erhöht und der Widerstand verringert (Bild 5.4). Die so ermittelten Erddruckkräfte sowie deren Verteilung haben nur Bezug zu den Grenzzuständen. Sie stimmen mit realen, verschiebungsabhängigen Erddruckkräften bzw. -verteilungen nicht mehr überein. Daher können entsprechende Verschiebungsbeträge bei der Berechnung nach dem Teilsicherheitskonzept nicht angegeben werden.

Die weiteren Lösungsschritte sind identisch mit dem Lösungsweg nach dem globalen Sicherheitsfaktor.

Die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ wird geprüft. Dabei wird die Einbindetiefe t solange variiert bis beide Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.

Der Nachweis der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ wird gemäß der Vorgehensweise im Abschnitt 5.1.1 geführt. Dabei werden die charakteristischen Kräfte der Einwirkung und des Widerstandes nach Gleichung (5.10) miteinander verglichen. Es wird vorausgesetzt, daß die Summe der nach unten geneigten charakteristischen Kräfte ΣV_k mindestens gleich groß ist wie die Summe der nach oben geneigten charakteristischen Kräfte $B_{v,k}$.

$$\Sigma V_k \geq B_{v,k} \quad (5.10)$$

Die Momente und die Querkräfte werden mit den tatsächlichen „charakteristischen“ Kräften rechnerisch ermittelt.

5.2 Vereinfachtes Berechnungsverfahren

Das verschiebungsabhängige Berechnungsverfahren bietet die Möglichkeit einer wirklichkeitsnahen Berechnung des Systems. Dabei wird die Interaktion zwischen Wandbewegung und den daraus entwickelten Reaktionen des Bodens berücksichtigt. Die im Abschnitt 5.3 durchgeführten Untersuchungen haben jedoch gezeigt, daß der Rechenaufwand unter bestimmten Voraussetzungen erheblich reduziert werden kann. Dabei werden die Erddruckverteilung vereinfacht sowie die Lage des Spannungsnullpunktes gemäß Bild 5.5 abgeschätzt. Die Mobilisierungsfunktionen spielen bei dem vereinfachten Berechnungsverfahren keine Rolle mehr.

5.2.1 Annahmen

Die Erddruckkraft $E'_{agh,2}$ hat, wie bereits gezeigt wurde, nur einen geringen Einfluß und kann folglich vernachlässigt werden. Dieses führt dazu, daß die Ermittlung der Erddruckkraft $E'_{pgh,1}$ stark vereinfacht werden kann. Weiterhin werden die gekrümmten Kurven in den Bereichen 1 und 4 aus der Erddruckverteilung durch Geraden gemäß Bild 5.5 ersetzt. Die mit der Gleichung (5.11) berechnete Lage des Spannungsnullpunktes ist etwas tiefer als im Versuch ermittelt wurde, vergl. Gl. (3.3). Die Lage der Maximalspannung im Bereich 1 wird nach Gleichung (5.12) modifiziert, vergl. Gl. (3.12).

$$i_1 = d_1/t = 0,9 - 0,2 \cdot D \quad (5.11)$$

$$i_2 = \max z_1/d_1 = 0,5 + 0,2 \cdot D \quad (5.12)$$

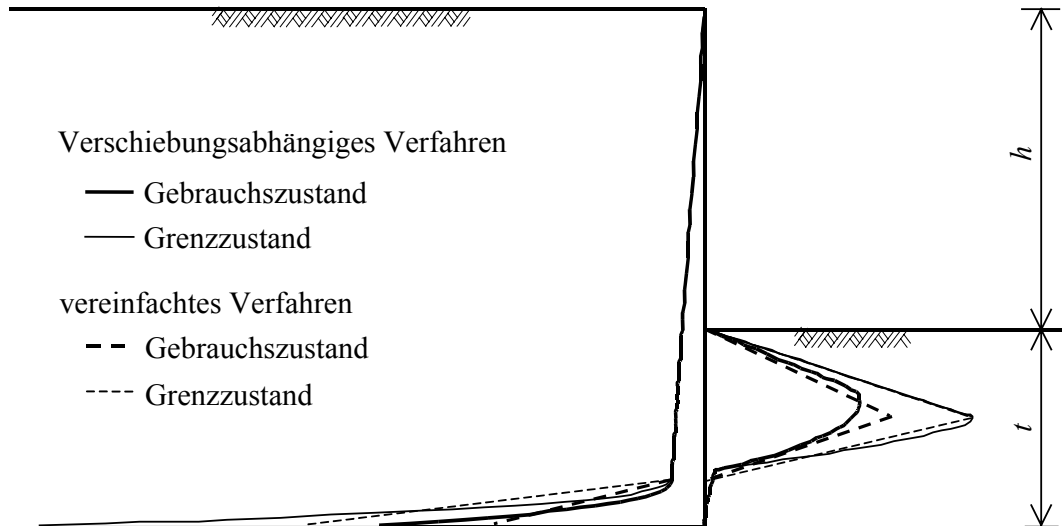


Bild 5.5: Vereinfachte Erddruckverteilung

5.2.2 Lösungsweg

Für die Berechnung des Systems sind folgende Ausgangsgrößen erforderlich:

- Bodenkenngrößen: γ , φ , D (charakteristische Werte nach DIN 1054)
- Geometrie: Höhe des Geländesprungs h
- Wandreibungswinkel der Stützwand δ_{\max}
- Sicherheitsfaktor(en)

Hier wird analog Abschnitt 5.1.2 die Standsicherheit mit einem globalen Sicherheitsfaktor und nach dem Teilsicherheitskonzept behandelt.

Die für die Berechnung erforderlichen Erddruckbeiwerte werden nach den Gleichungen (5.4) und (5.5) ermittelt.

Die Einbindetiefe t wird zuerst nach Gleichung (3.26) abgeschätzt und solange variiert bis die Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ erfüllt werden.

Standsicherheitsnachweis mit einem globalen Sicherheitsfaktor:

Der Gebrauchszustand wird durch die Reduzierung des passiven Erddruckes $E_{pgh,1}$ gemäß Bild 5.6 erzielt. Dabei wird die Lage der Maximalspannung $i_2 \cdot d_1$ im Gebrauchs- und Grenzzustand gleich gehalten. Der Anstieg des Erddruckes innerhalb der Zone $z = 0..(i_2 \cdot d_1)$ wird durch den Sicherheitsbeiwert η abgemindert.

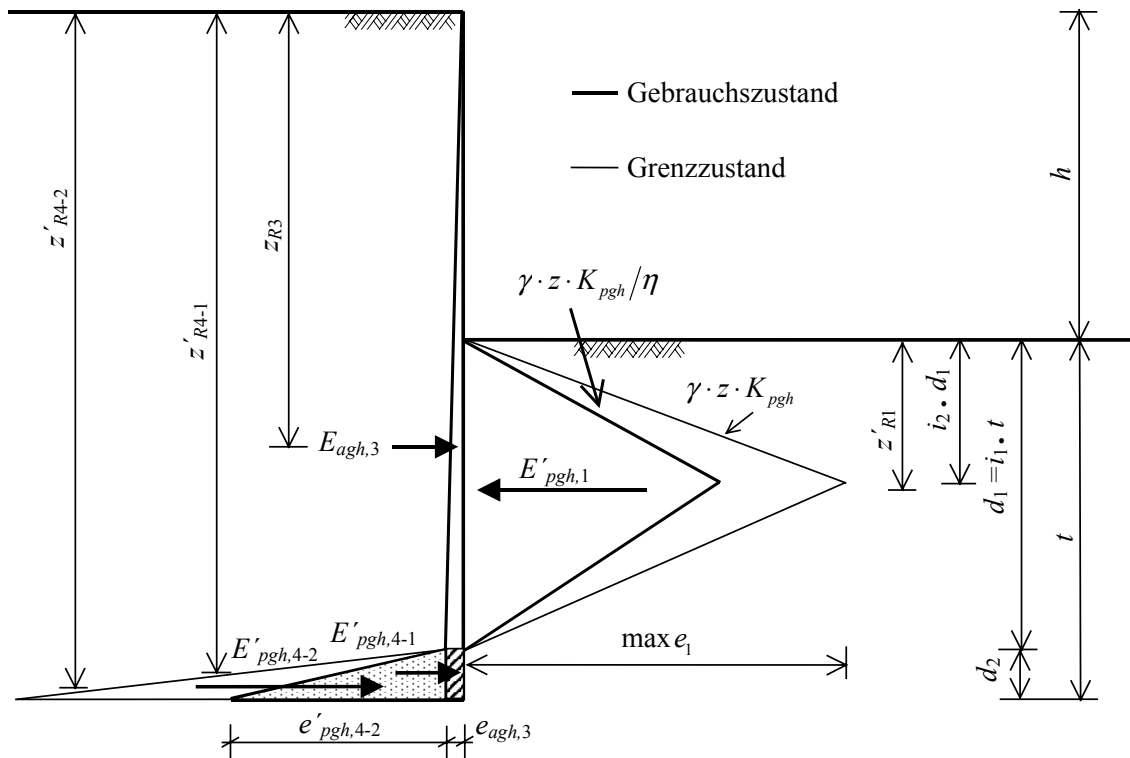


Bild 5.6: Erddruckverteilung beim vereinfachten Verfahren

Da sich die Form der passiven Erddruckfläche auf der Baugrubenseite $E_{pgh,1}$ sowie unter dem Spannungsnulldpunkt $E_{pgh,4}$ gemäß der getroffenen Annahmen im Abschnitt 5.2.1 im Gebrauchs- und Grenzzustand nicht ändert, bleibt auch die Lage der Resultierenden z_{R1} und z_{R4} in beiden Zuständen unverändert.

Der Flächeninhalt des passiven Erddruckes auf der Baugrubenseite wird wie folgt berechnet:

$$\max e_1 = \gamma \cdot i_1 \cdot i_2 \cdot t \cdot K_{pgh} \quad (5.13)$$

$$E_{pgh,1} = \frac{d_1 \cdot \max e_1}{2} = \frac{\gamma \cdot i_1^2 \cdot i_2 \cdot t^2 \cdot K_{pgh}}{2} \quad (5.14)$$

Im Gebrauchszustand erhält man die Resultierende zu:

$$E'_{pgh,1} = \frac{d_1 \cdot \max e_1}{2 \cdot \eta} = \frac{\gamma \cdot i_1^2 \cdot i_2 \cdot t^2 \cdot K_{pgh}}{2 \cdot \eta} \quad (5.15)$$

Die Lage der Resultierenden ergibt sich aus der Geometrie:

$$z_{R1} = z'_{R1} = \frac{d_1 + i_2 \cdot d_1}{3} = \frac{i_1 \cdot t \cdot (1 + i_2)}{3} \quad (5.16)$$

Die Modellversuche haben ergeben, daß sich auf der Erdseite der aktive Erddruck nach sehr geringer Verschiebung einstellt, so daß für die weitere Bearbeitung der aktive Erddruck im Gebrauchszustand angesetzt wird. Der Erddruck beträgt in der Tiefe $z = h + d_1$:

$$e_{agh,3} = \gamma \cdot (h + d_1) \cdot K_{agh} = \gamma \cdot K_{agh} \cdot (h + i_1 \cdot t) \quad (5.17)$$

Der Flächeninhalt der belastenden Erddruckverteilung ist:

$$E_{agh,3} = \frac{e_{agh,3} \cdot (h + d_1)}{2} = \frac{\gamma \cdot (h + i_1 \cdot t)^2 \cdot K_{agh}}{2} \quad (5.18)$$

Die Lage der Resultierenden berechnet sich zu:

$$z_{R3} = \frac{2 \cdot (h + d_1)}{3} = \frac{2 \cdot (h + i_1 \cdot t)}{3} \quad (5.19)$$

Wie im Abschnitt 4.5 dargestellt, wird die passive Erddruckkraft $E'_{pgh,4}$ aus den Gleichgewichtsbedingungen ermittelt.

Um die Berechnung zu vereinfachen, wird die Fläche in zwei Teilflächen unterteilt (Bild 5.6).

Die Teilfläche $E'_{pgh,4-1}$ ist ein Viereck mit folgendem Flächeninhalt:

$$E'_{pgh,4-1} = e_{agh,3} \cdot (t - d_1) = \gamma \cdot K_{agh} \cdot (h + i_1 \cdot t) \cdot (t - i_1 \cdot t) \quad (5.20)$$

Der Angriffspunkt der resultierenden Kraft $E'_{pgh,4-1}$ liegt bei:

$$z_{R4-1} = h + d_1 + \frac{(t - d_1)}{2} \quad (5.21)$$

Durch Umformen und Abkürzung der Gleichung (5.21) ergibt sich z_{R4-1} zu:

$$z_{R4-1} = h + 0,5 \cdot t \cdot (1 + i_1) \quad (5.22)$$

Die Teilfläche $E'_{pgh,4-2}$ ist ein Dreieck mit folgendem Flächeninhalt:

$$E'_{pgh,4-2} = \frac{e'_{pgh,4-2} \cdot (t - d_1)}{2} = \frac{e'_{pgh,4-2} \cdot (t - i_1 \cdot t)}{2} = \frac{e'_{pgh,4-2} \cdot t \cdot (1 - i_1)}{2} \quad (5.23)$$

Die Größe $e'_{pgh,4-2}$ ist noch nicht bekannt. Die Lage der Resultierenden ergibt sich aus der Geometrie der Teilfläche $E'_{pgh,4-2}$ zu:

$$z_{R4-2} = h + d_1 + \frac{2 \cdot (t - d_1)}{3} \quad (5.24)$$

Nach dem Umformen erhält man für die Lage der Resultierenden:

$$z_{R4-2} = h + \frac{t}{3} \cdot (2 + i_1) \quad (5.25)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (5.26) und (5.27) kann die unbekannte Größe $e'_{pgh,4-2}$ ermittelt werden. Da $e'_{pgh,4-2}$ von der Einbindetiefe abhängig ist, wird t iterativ geändert bis beide Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ erfüllt sind.

$$\Sigma H = 0 \Rightarrow \quad (5.26)$$

$$E'_{pgh,1} - E_{agh,3} - E'_{pgh,4-1} - E'_{pgh,4-2} = 0$$

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow \quad (5.27)$$

$$E'_{pgh,1} \cdot (h + z_{R1}) - E_{agh,3} \cdot z_{R3} - E'_{pgh,4-1} \cdot z_{R4-1} - E'_{pgh,4-2} \cdot z_{R4-2} = 0$$

Der Erddruck am Wandfuß beträgt:

$$e'_{pgh,4} = e'_{pgh,4-2} + e_{agh,3} = \frac{2 \cdot E'_{pgh,4-2}}{d_2} + e_{agh,3} \quad (5.28)$$

$$K'_{pgh,4} = \frac{e'_{pgh,4}}{\gamma \cdot (h + t)} \quad (5.29)$$

Beim verschiebungsabhängigen Verfahren wurde die Neigung der Erddruckkraft $E_{pg,1}$ aus der Spannungsverteilung ermittelt. Hier wird ein Mittelwert $\bar{\delta}_{p,1}$ für die Gesamtfläche aus den

durchgeführten Untersuchungen angegeben. Für den Nachweis $\Sigma V = 0$ wird der vertikale Anteil der Erddruckkraft $E_{pg,1}$ nach der Gleichung (5.31) ermittelt.

$$\bar{\delta}_{p,1}/\varphi = (0,3 \cdot D + 0,4) \cdot \delta_{p,z1}/\varphi \quad (5.30)$$

$$E_{pgv,1} = E_{pgh,1} \cdot \tan \bar{\delta}_{p,1} \quad (5.31)$$

Die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ wird durch die Variation der Neigungswinkel $\bar{\delta}_{p,4}$ der Erddruckkraft $E_{pg,4}$ unter Einhaltung der Gleichung (5.32) erfüllt.

$$\bar{\delta}_{p,4} \geq 0 \quad (5.32)$$

$$E_{pgv,4} = E_{pgh,4} \cdot \tan \bar{\delta}_{p,4} \quad (5.33)$$

Die Summe der Vertikalkräfte ergibt somit:

$$\Sigma V = 0 \Rightarrow$$

$$E_{agh} \cdot \tan \delta_a + E_{pgv,4} \cdot \tan \bar{\delta}_{p,4} - E_{pgh,1} \cdot \tan \bar{\delta}_{p,1} = 0 \quad (5.34)$$

Trotz der eingeführten Variation der Erddruckneigung im Bereich 4 kann insbesondere bei geringer Lagerungsdichte eine kleine nach unten gerichtete Kraft verbleiben. Diese Kraft wird jedoch durch den Spitzendruck am Wandfuß ausgeglichen.

Standsicherheitsnachweis nach dem Teilsicherheitskonzept:

Die Berechnung dieses Systems nach dem Teilsicherheitskonzept wird analog Abschnitt 5.1.2 durchgeführt. Auf Grund der modifizierten Erddruckverteilung gemäß Abschnitt 5.2.1 ist die Lage der Erddruckresultierenden aus den charakteristischen Werten und Bemessungswerten gleich. Der Standsicherheitsnachweis wird im Grenzzustand GZ 1B für den Lastfall 2 geführt.

Dazu werden der Bemessungswert der charakteristischen Beanspruchung mit dem Bemessungswert der charakteristischen Widerstände nach Gleichung (5.7) verglichen.

Die Bemessungsgröße des Widerstandes auf der Baugrubenseite wird mit Gleichung (5.35) berechnet.

$$R_{d,1} = E_{ph,d,1} = \frac{d_1 \cdot \max e_1}{2 \cdot \gamma_{EP}} = \frac{\gamma \cdot i_1^2 \cdot i_2 \cdot t^2 \cdot K_{pgh}}{2 \cdot \gamma_{EP}} \quad (5.35)$$

Gegebenenfalls wird die Bemessungsgröße der Einwirkung nach Gleichung (5.36) ermittelt.

$$E_d = \frac{e_{agh,3} \cdot (h + d_1) \cdot \gamma_G}{2} = \frac{\gamma \cdot (h + i_1 \cdot t)^2 \cdot K_{agh} \cdot \gamma_G}{2} \quad (5.36)$$

Nach der Ermittlung der Bemessungswerte der Einwirkung und des Widerstandes erfolgt die Berechnung des Systems nach den Gleichungen (5.13) bis (5.27). Die Gleichungen (5.15) und (5.18) müssen dabei durch die Gleichungen (5.35) und (5.36) ersetzt werden. Der Bemessungswert des Erdwiderstands im Bereich 4 ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen.

Der Nachweis der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ wird mit den charakteristischen Werten der Einwirkung und des Widerstandes nach Gleichung (5.10) geführt. Es wird vorausgesetzt, daß die Summe der nach unten geneigten charakteristischen Kräfte ΣV_k mindestens gleich ist der Summe der nach oben geneigten charakteristischen Kräfte $B_{v,k}$. Die Momente und die Querkräfte werden ebenfalls mit den charakteristischen Kräften ermittelt.

5.3 Vergleichsberechnungen

An Hand von zwei Beispielen wird die Anwendung der im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen Berechnungsverfahren demonstriert. Anschließend werden die mit diesen Verfahren erzielten Ergebnisse mit den Ergebnissen der im Abschnitt 2.2 vorgestellten Verfahren verglichen.

Beispiel 1: Berechnung einer eingespannten Stützwand in dicht gelagertem Boden.

Ausgangsgrößen:

- Reibungswinkel des Bodens: $\varphi = 38^\circ$
- Wichte des Bodens: $\gamma = 19$ kN/m³
- Lagerungsdichte: $D = 0,7$
- Wandreibungswinkel $\delta_{\max} = 0,66 \cdot \varphi$
- Freie Standhöhe: $h = 5,0$ m

Die Berechnung wird unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsfaktors sowie von Teilsicherheitsbeiwerten durchgeführt.

- globaler Sicherheitsbeiwert: $\eta = 1,5$

- Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_G = 1,20$ und $\gamma_{EP} = 1,30$ (GZ 1B, LF 2)

Mit dem verschiebungsabhängigen Verfahren unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsfaktors von 1,5 ergibt sich eine erforderliche Einbindetiefe von $t = 2,91$ m. Weitere Angaben sind in Tabelle 5.1 dargestellt. Die zugehörige Kopfverschiebung für die Mobilisierung der Kräfte im Gebrauchszustand beträgt 0,20 m. Dieses entspricht einer relativen Kopfverschiebung von 2,79 %, s. Tabelle 5.1. Die grafische Darstellung der Berechnungsergebnisse ist in der Anlage A.3 angefügt.

Die Ermittlung der Einbindetiefe nach dem Teilsicherheitskonzept ergibt $t = 3,02$ m, s. Tabelle 5.2. Somit liegt die Berechnung nach dem Teilsicherheitskonzept im Vergleich mit einem globalen Sicherheitsbeiwert vom $\eta = 1,5$ geringfügig auf der sicheren Seite. Nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren beträgt die Einbindetiefe für beide Sicherheitskonzepte $t = 2,94$ m bzw. 3,01 m, d.h. beide Berechnungsverfahren liefern ähnliche Ergebnisse. Der Betrag der Wandverdrehung im Gebrauchszustand kann jedoch nach dem vereinfachten Verfahren nicht ermittelt werden.

Die Ermittlung der Einbindetiefe nach den Berechnungsverfahren aus der Literatur ergab die in der Tabelle 5.1 aufgeführten Ergebnisse.

| Berechnungsverfahren | $\frac{d'_1}{t}$ | t m | $\frac{\bar{\delta}'_{p,1}}{\varphi}$ | $\frac{\bar{\delta}'_{p,4}}{\varphi}$ | M_{max} kN.m/m | $K'_{pgh,4}$ | $\frac{s'}{h+t_1}$ % | $\frac{s_{Bruch}}{h+t_1}$ % |
|--------------------------------------|------------------|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------|--------------|-------------------------|--------------------------------|
| ① verschiebungsabhängiger Lastansatz | 0,72 | 2,91 | -0,42 | 0,18 | 119,06 | 2,18 | 2,79 | 6,01 |
| ③ Vereinfachtes Berechnungsverfahren | 0,76 | 2,94 | -0,40 | 0,11 | 123,76 | 1,52 | - | - |
| BLUM | 0,84 | 3,05 | -0,45 | 0,33 | 122,91 | - | - | - |
| KREY | 0,70 | 3,34 | -0,66 | 0,33 | 122,76 | - | - | - |
| ROWE | - | 3,65 | -0,66 | 0,33 | 119,06 | - | - | - |
| KING | 0,65 | 4,04 | -0,66 | 0,33 | 122,28 | - | - | - |

Tabelle 5.1: Beispiel 1, Ergebnisse der Berechnung nach verschiedenen Verfahren mit globalem Sicherheitsfaktor

| Berechnungsverfahren | $\frac{d'_1}{t}$ | t m | $\frac{\bar{\delta}'_{p,1}}{\varphi}$ | $\frac{\bar{\delta}'_{p,4}}{\varphi}$ | M_{max} kN.m/m | $K'_{pgh,4}$ | $\frac{s'}{h+t_1}$ % | $\frac{S_{Bruch}}{h+t_1}$ % |
|--------------------------------------|------------------|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------|--------------|-------------------------|--------------------------------|
| ② verschiebungsabhängiger Lastansatz | 0,71 | 3,02 | -0,41 | 0,23 | 116,90 | 2,97 | - | - |
| ④ Vereinfachtes Berechnungsverfahren | 0,76 | 3,01 | -0,40 | 0,37 | 114,59 | 1,75 | - | - |

Tabelle 5.2: Beispiel 1, Ergebnisse der Berechnung mit den eigenen Verfahren unter Einbeziehung von Teilsicherheitsbeiwerten

Im Vergleich zu den eigenen Berechnungsverfahren liefert das Berechnungsverfahren nach BLUM die beste Übereinstimmung. Die Berechnungsverfahren nach KREY, ROWE und KING ergeben größere Einbindetiefen.

In der Literatur konnten keine Angaben bei KREY über die Lage des Spannungsnulldpunkts gefunden werden. Bei den eigenen Versuchen lag der Spannungsnulldpunkt bei durchschnittlich $d_1/t = 0,70$. Dieser Wert wurde eingesetzt bei der Berechnung nach KREY.

Beispiel 2: Berechnung einer eingespannten Stützwand in mitteldicht gelagertem Boden.

Die Berechnung erfolgte mit der gleichen Geometrie, dem Wandreibungswinkel und gleichen Sicherheitsfaktoren wie Beispiel 1. Der Boden besitzt jedoch folgende Eigenschaften:

- Reibungswinkel des Bodens: $\varphi = 33^\circ$
- Wichte des Bodens: $\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$
- Lagerungsdichte: $D = 0,45$

Die Ergebnisse der Berechnung nach den eigenen Verfahren sowie den Verfahren aus der Literatur sind in Tabelle 5.3 und Tabelle 5.4 dargestellt.

| Berechnungsverfahren | $\frac{d'_1}{t}$ | t m | $\frac{\bar{\delta}'_{p,1}}{\varphi}$ | $\frac{\bar{\delta}'_{p,4}}{\varphi}$ | M_{max} kN.m/m | $K'_{pgh,4}$ | $\frac{s'}{h+t_1}$ % | $\frac{s_{Bruch}}{h+t_1}$ % |
|--------------------------------------|------------------|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------|--------------|-------------------------|--------------------------------|
| ① verschiebungsabhängiger Lastansatz | 0,77 | 4,06 | -0,36 | 0,21 | 157,63 | 1,70 | 3,70 | 8,52 |
| ③ Vereinfachtes Berechnungsverfahren | 0,81 | 4,09 | -0,35 | 0,00 | 165,85 | 1,08 | - | - |
| BLUM | 0,85 | 4,09 | -0,47 | 0,33 | 167,64 | - | - | - |
| KREY | 0,70 | 4,62 | -0,66 | 0,33 | 167,45 | - | - | - |
| ROWE | - | 4,80 | -0,66 | 0,33 | 156,59 | - | - | - |
| KING | 0,65 | 6,06 | -0,66 | 0,33 | 160,86 | - | - | - |

Tabelle 5.3: Beispiel 2, Ergebnisse der Berechnung nach verschiedenen Verfahren mit globalem Sicherheitsfaktor

| Berechnungsverfahren | $\frac{d'_1}{t}$ | t m | $\frac{\bar{\delta}'_{p,1}}{\varphi}$ | $\frac{\bar{\delta}'_{p,4}}{\varphi}$ | M_{max} kN.m/m | $K'_{pgh,4}$ | $\frac{s'}{h+t_1}$ % | $\frac{s_{Bruch}}{h+t_1}$ % |
|--------------------------------------|------------------|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------|--------------|-------------------------|--------------------------------|
| ② verschiebungsabhängiger Lastansatz | 0,76 | 4,19 | -0,36 | 0,19 | 152,78 | 2,48 | - | - |
| ④ Vereinfachtes Berechnungsverfahren | 0,81 | 4,20 | -0,35 | 0,21 | 147,98 | 1,22 | - | - |

Tabelle 5.4: Beispiel 2, Ergebnisse der Berechnung mit den eigenen Verfahren unter Einbeziehung von Teilsicherheitsbeiwerten

Die ermittelte Kopfverschiebung im Gebrauchszustand von 0,20 m für Beispiel 1 und 0,26 m für Beispiel 2 scheint zu groß zu sein. Sie liegt jedoch innerhalb der Grenzen nach DIN 4085-2004 [29]. Bei den beiden Beispielen handelt es sich um die Demonstration der eigenen Berechnungsverfahren. In der Praxis wird erfahrungsgemäß eine Stützkonstruktion mit einer freien Standhöhe von $h = 5$ m konstruktiv rückverankert bzw. ausgesteift.

In Bild 5.7 sind die ermittelten Einbindetiefen nach den verschiedenen Verfahren dargestellt. Weiterhin sind die maximalen Feldmomente im Bild 5.8 dargestellt.

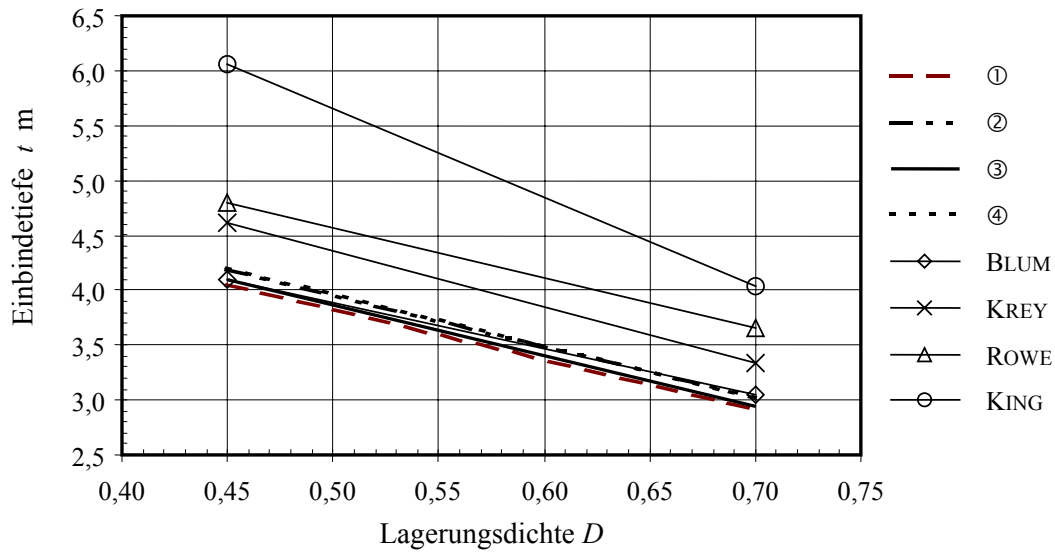


Bild 5.7: Einbindetiefe nach den verschiedenen Verfahren für Beispiel 1 und 2

Die lineare Verbindung zwischen den Berechnungsergebnissen von Beispiel 1 und 2 dient der Übersichtlichkeit. Dies ist insbesondere für die Ergebnisse der eigenen Berechnungsverfahren und nach BLUM sinnvoll, da die Ergebnisse nah beieinander liegen.

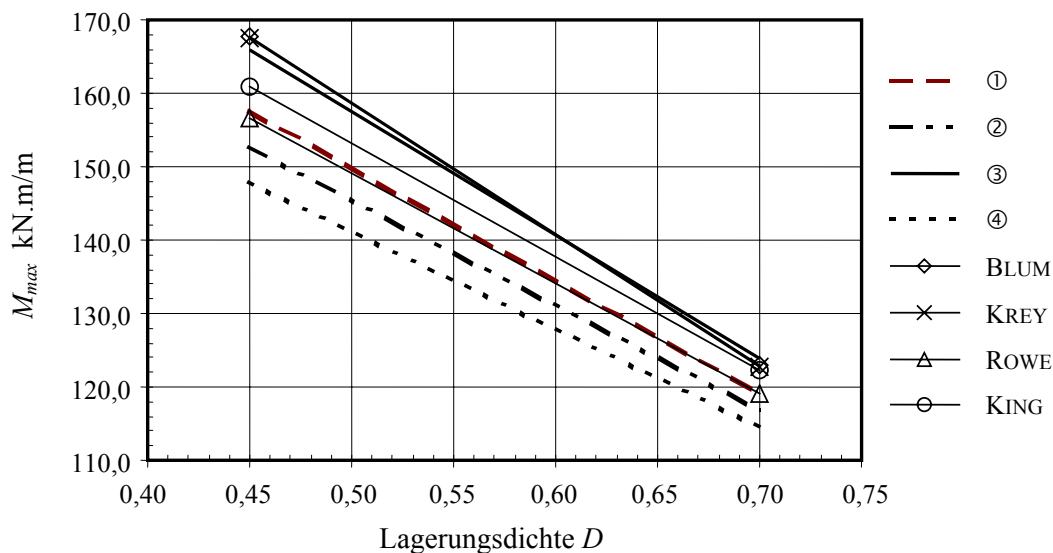


Bild 5.8: Maximalmomente nach den verschiedenen Verfahren für Beispiel 1 und 2

Nachfolgend werden Vergleichsberechnungen mit dem Verfahren von BLUM durchgeführt. Dabei werden die Wichte des Bodens, die freie Standhöhe, der Wandreibungswinkel und die Standsicherheitsbeiwerte gemäß Tabelle 5.5 variiert. Es wurden die Bodeneigenschaften des

für die eigenen Versuche verwendeten Sandes (Dresdner Hellersand 98) herangezogen, s. Tabelle 3.1.

| | | | | | | |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| γ kN/m ³ | 15,0 | 15,5 | 16 | 16,5 | 17,0 | 17,5 |
| φ (°) | 34,27 | 36,19 | 38,17 | 40,2 | 42,28 | 44,4 |
| D | 0,162 | 0,302 | 0,443 | 0,583 | 0,724 | 0,864 |

| | | | | | | |
|---------------------------|------|------|------|------|---|---|
| δ_{\max} / φ | 0,33 | 0,50 | 0,66 | 0,80 | - | - |
| h (m) | 3,0 | 4,0 | 5,0 | - | - | - |
| η | 1,0 | 1,5 | 2,0 | - | - | - |

Tabelle 5.5: *Untersuchte Parameter bei den Vergleichsberechnungen*

Im Bild 5.9 sind beispielhaft für eine freie Standhöhe $h = 3,0$ m und einen Sicherheitsfaktor von $\eta = 1,5$ die ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit vom Wandreibungswinkel eingetragen.

Die weiteren Untersuchungsergebnisse sind im Anhang A.3 ausführlich dargestellt.

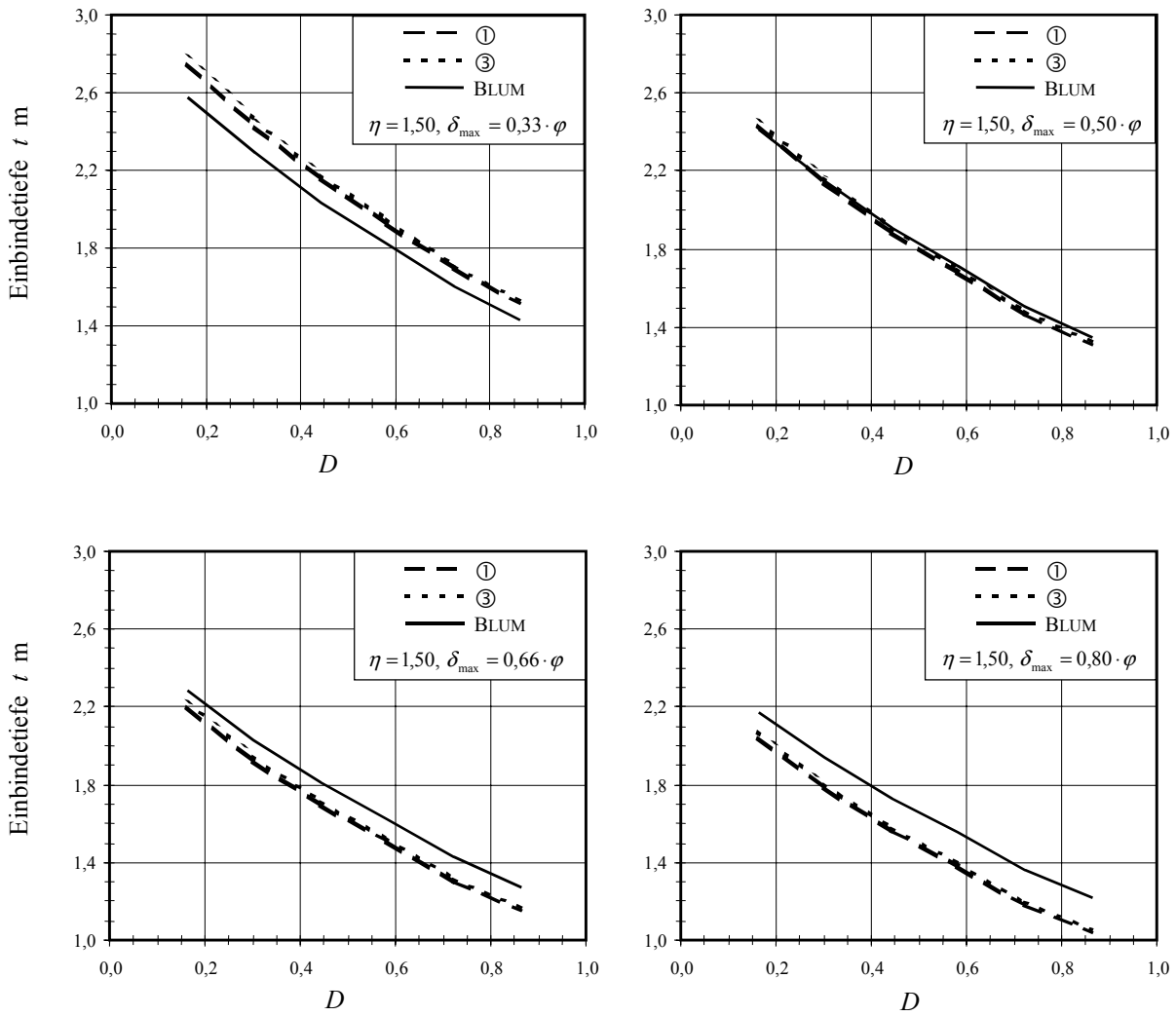


Bild 5.9: Ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit von Wandreibungswinkel und Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 3$ m; $\eta=1,5$

6 Zusammenfassung und Ausblick

Der wesentliche Teil dieser Arbeit ist die Untersuchung des Spannungs- und Verschiebungsverhaltens von eingespannten starren Stützwänden in kohäsionslosem Boden. Die Grundlage des gesamten Untersuchungsprogramms bilden Modellversuche. Diese liefern erstmals wesentliche Erkenntnisse über Größe und Verteilung der Normal- und Tangentialspannungen aus Erddruck im gesamten Einspannbereich der Wand.

Die großen Abmessungen der Versuchsanlage und die beidseitige sowie lückenlose Bestückung der Modellwand mit Meßdosen erlaubten eine unmittelbare Messung der mobilisierten Kräfte und deren Verteilung während des Versuchsverlaufes. Mit den eingesetzten Meßdosen konnte die Größe und Verteilung der Spannungen in normaler sowie tangentialer Richtung erfaßt werden. Die Versuche zeigen, daß die Weckung sowie die Verteilung der tangentialen Spannungen an der Wand maßgeblich von den örtlichen relativen Bewegungen zwischen Wand und Boden abhängen. So wurde des weitern an der Vorderseite der Wand ein Richtungswechsel des tangentialen Erddruckes über die Wandhöhe festgestellt. Das konnte bei Versuchen, bei denen nur die Resultierende der Kräfte gemessen wurde, nicht erkannt werden. Weiterhin hat der Vergleich der Ergebnisse der eigenen Versuche mit den Versuchsergebnissen anderer Autoren, daß die Weckung sowie Verteilung der tangentialen Kräfte maßgebend vom Freiheitsgrad (behinderte oder unbehinderte vertikale Verschiebung) der Wand abhängig ist. Diese Abhängigkeit wurde jedoch bei der Verteilung der normalen Kräfte nicht festgestellt.

Daraus ergeben sich wesentliche Erkenntnisse über den Bruchvorgang im Boden im Einspannbereich der Wand.

Mit Hilfe der gewonnenen Erkenntnisse aus den Modellversuchen wurden die im Abschnitt 4 dargestellten Mobilisierungsfunktionen entwickelt. Sie berücksichtigen mathematisch in relativ einfacher Form das nichtlineare Kraft / Verschiebungsverhalten des Erddruckes. Weiterhin liefern sie in Abhängigkeit der Wandverschiebung Größe und Verteilung des Erddruckes in horizontaler sowie in vertikaler Richtung über die Wandhöhe. Die Nachrechnung der eigenen Modellversuche hat gezeigt, daß diese Funktionen für jeden beliebigen Verschiebungszustand gute Ergebnisse liefern.

Das im Abschnitt 5.1 vorgeschlagene Berechnungsverfahren mit verschiebungsabhängigem Lastansatz basiert auf diesen Funktionen. Die Verteilung des Erddruckes, die Lage der Resultierenden und die Erddruckneigung werden in Abhängigkeit des Verschiebungs- bzw. Verdrehungsgrades der Wand angegeben.

Daraus wird ein vereinfachtes Berechnungsverfahren abgeleitet. Es wird im Abschnitt 5.2 vorgestellt. Dabei wird die Erddruckverteilung unter bestimmten Voraussetzungen geometrisch verändert. Die Erddruckkraft $E'_{agh,2}$ wird vernachlässigt und die gekrümmten Linien in den Bereichen 1 und 4 werden durch Geraden ersetzt. Auf diese Weise kann der Rechenaufwand gegenüber einem Berechnungsverfahren mit verschiebungsabhängigem Lastansatz deutlich reduziert werden. Die Vergleichsberechnungen zwischen beiden Verfahren zeigen, daß auch das vereinfachte Berechnungsverfahren zufriedenstellende Ergebnisse liefert. Angaben über Erddruckverteilung sowie den Verdrehungsgrad der Wand im Gebrauchszustand können mit dem vereinfachten Berechnungsverfahren jedoch im Gegensatz zum verschiebungsabhängigen Berechnungsverfahren nicht gemacht werden.

Die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen sowie die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe erfolgt bei beiden Verfahren iterativ.

Der Vergleich der vorhandenen Berechnungsverfahren mit den Versuchsergebnissen zeigt, daß die eigenen Berechnungsverfahren am besten die experimentell gewonnenen Erkenntnissen erfassen. Erstaunlich gute Ergebnisse lassen sich auch mit dem Verfahren von BLUM erzielen, wenn durch die Kontrolle des vertikalen Gleichgewichts die Neigung des Erddruckes im Einspannbereich korrigiert wird.

Für den Nachweis der Standsicherheit werden zwei Vorschläge unterbreitet. Mit einem globalen Sicherheitsfaktor wird durch die Abminderung des passiven Erddruckes vor der Wand sichergestellt, daß im Gebrauchszustand der passive Erddruck nicht voll ausgenutzt und gegebenenfalls die Verschiebungen nicht zu groß werden. Zukünftig wird die Gebrauchstauglichkeit von Stützwänden nach der neuen DIN 1054 [26] ermittelt. Dafür wird ein Vorschlag für die Berechnung der Standsicherheit nach dem Teilsicherheitskonzept unterbreitet.

Die mit dem verschiebungsabhängigen Lastansatz ermittelten Kopfverschiebungen im Gebrauchszustand basieren auf den vorliegenden Versuchsergebnissen. Damit wurde eine Möglichkeit geschaffen, mit geringem Rechenaufwand die Verschiebungen im untersuchten Zustand zu ermitteln. Diese liegen in den angegebenen Grenzen nach DIN 4085-2004 [29].

Es ist jedoch sinnvoll, im Rahmen weiterer wissenschaftlicher Arbeiten die berechneten Verschiebungen auf ihre Plausibilität für Bauwerke im natürlichen Maßstab zu prüfen. Dafür eignen sich direkte Messungen an Bauwerken (Beobachtungsmethode) oder numerische Berechnungen, denen künftig wachsende Bedeutung zukommen wird.

Eine Verbesserung der hier vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktionen und gegebenenfalls der Berechnungsverfahren kann zukünftig durch die Berücksichtigung weiterer Parameter angestrebt werden. Den Schwerpunkt der Verbesserungen sollen dabei die Untersuchung des Mobilisierungsverhaltens des Erddruckes in bindigen Böden bilden. Die Literatur enthält kaum Beiträge, die sich mit dieser Problematik beschäftigen.

Die Mobilisierungsfunktionen sollten weitere Fälle wie z. B. biegeeweiche Stützwände oder Verankerung bzw. Aussteifung der Stützwand berücksichtigen. Die eigenen Mobilisierungsfunktionen können auf Grund ihrer flexiblen und relativ einfachen Struktur modifiziert werden, um die oben genannten Fälle berücksichtigen zu können. Die Untersuchung dieser Parameter war jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

Die Untersuchung der oben genannten Parameter bzw. Einflußfaktoren kann durch Modellversuche schwer bzw. kaum realisiert werden. Die vorliegenden Versuchsergebnisse eignen sich zur Kalibrierung und Optimierung von vorhandenen Stoffgesetzen. Diese können bei numerischen Simulationen für die Untersuchung der oben genannten Parameter angewendet werden. Dadurch kann der Aufwand gegenüber den Modellversuchen reduziert werden.

7 Literaturverzeichnis

- [1] **Abdel-Rahman, K. & Hettler, A.:** Numerische Simulation des Erddruckproblems in Sand auf der Grundlage der Hypoplastizität, *Die Bautechnik* 77, H. 1, S. 15-29, 2000.
- [2] **Al-Akel, S.:** Erarbeitung eines statischen Verfahrens zur Berechnung von Stützkonstruktionen. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Dresden, unveröffentlicht, 1989.
- [3] **Al-Akel, S.:** Modellversuche an einer im Boden eingespannten Wand. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 9, Ohde-Kolloquium 2001.
- [4] **Al-Akel, S., Franke, D.:** Verbesserung der Berechnung von Stützkonstruktionen für den Nachweis der Tragfähigkeit, 1. Bericht zum Stand der Bearbeitung des Forschungsvorhabens an die DFG, unveröffentlicht, 1997.
- [5] **Al-Akel, S., Franke, D.:** Verbesserung der Berechnung von Stützkonstruktionen für den Nachweis der Tragfähigkeit, 2. Bericht zum Stand der Bearbeitung des Forschungsvorhabens an die DFG, unveröffentlicht, 1998.
- [6] **Altes, J.:** Die Bedeutung der Verformungen in der Bodenmechanik. *Der Bauingenieur* 47, H. 3, S. 101-105, 1972.
- [7] **Arnold, M.:** Untersuchungen zum Erdwiderstand auf eine ebene Wand für den Fall Drehung der Wand um eine Achse im Wandkopf. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Dresden, unveröffentlicht, 1996.
- [8] **Arnold, M.:** Modellversuche zum Erddruck auf Winkelstützwände, Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 9, Ohde-Kolloquium 2001.
- [9] **Bartl, U.:** Zum Stand der Erddruckversuche am Institut für Geotechnik der TU Dresden. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 2, Ohde-Kolloquium, 1993.

- [10] **Bartl, U.:** Untersuchungen zum Erdwiderstand auf ebene Wände am Beispiel von 1-g-Modellversuchen mit Kopfpunktdrehung. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 3, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing.-habil. Dietrich Franke, 1995.
- [11] **Bartl, U., Franke, D.:** Ergebnisse von Modellversuchen zur Unterstützung der Abhängigkeit des stützenden Erddruckes von Wandbewegungen am Beispiel von Zentrifugenversuchen mit Kopfpunktdrehung. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 4, Ohde-Kolloquium 1997.
- [12] **Bartl, U., Franke, D.:** Zur Mobilisierung des passiven Erddruckes in trockenem Sand. Proceedings of XIth Danube-European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Porec, Croatia, 25-29 May 1998
- [13] **Bartl, U.:** Zur Mobilisierung des passiven Erddruckes in kohäsionslosem Boden. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Dissertation 2003.
- [14] **Besler, D.:** Wirklichkeitsnahe Berechnung von gestützten Baugrubenwänden. Vortrag beim Ohde-Kolloquium in Dresden 1997.
- [15] **Besler, D.:** Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund - Grundbau der Universität Dortmund, Heft 22, 1998.
- [16] **Bica, A. V. D. & Clayton, C. R. I.:** The preliminary design of free embedded cantilever walls in granular soil. Proc. Int. Conf. on Retaining Structures, Cambridge. 1992
- [17] **Bica, A. V. D. & Clayton, C. R. I.:** An experimental study of the behaviour of embedded lengths of cantilever walls. University of Surrey Guildford, Géotechnique 48, No. 6, 731 – 745, 1998.
- [18] **Blum, H.:** Einspannverhältnisse bei Bohlwerken. Ernst & Sohn, Berlin, 1931
- [19] **Blum, H.:** Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken. Die Bautechnik 27, H. 2, S. 45-52, 1950.
- [20] **Bransby, P. L. & Milligan, G. E.:** Soil deformation near cantilever pile walls. Géotechnique 25, No. 2, S. 175-195, 1975.
- [21] **Brinch- Hansen / Lundgren:** Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer Verlag 1960.

- [22] **Briske, R.:** Erddruckverlagerung bei Spundwandbauwerken, 2. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, 1957.
- [23] **Caquot, A; Kérisel, J.:** Traité de Mécanique des sols. Gauthier-Villars, Paris, 1956
- [24] **Clayton, C. R. I.; Milititsky, J.; Woods, R. I.:** Earth pressure and earth-retaining structures. Chapman & Hall, Second edition, 1993.
- [25] **Day, R. A.:** Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls. Géotechnique 49, No. 2, S. 231-245, 1999.
- [26] **DIN 1054:** Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 2003.
- [27] **DIN 4085:** Berechnung des Erddruckes, 1987.
- [28] **DIN 4085-100:** Berechnung des Erddruckes, 1996.
- [29] **DIN 4085-2004:** Berechnung des Erddruckes, Ausgabe 2004.
- [30] **EAB:** Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. 3. Auflage, Ernst & Sohn, 1994.
- [31] **EAU:** Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassung“ Häfen und Wasserstraßen. 9. Auflage, Ernst & Sohn, 1996.
- [32] **Engel, J.:** Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Kennwerte. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 10, 2002.
- [33] **Fang, Y.; Chen, T.; Wu, B.:** Passive earth pressure with various wall movements. Journal of geotechnical engineering. ASCE 120, No. 8, S. 1307-1323, 1994.
- [34] **Fourie, A. B. & Potts, D. M.:** Comparison of finite element and limit equilibrium analyses of an embedded cantilever retaining wall. Géotechnique, Vol. 39, No. 2, S. 175-188, 1989.
- [35] **Franke, D.:** Beitrag zur praktischen Erddruckberechnung. Habilitationsschrift, TU Dresden, 1983.
- [36] **Franke, D.:** Erddruck auf unnachgiebige Wände – Auswertung von Modellversuchen. Geotechnik 11, S. 20-26, 1988.
- [37] **Franke, D.:** Berechnung von Stützwänden nach verschiedenen mechanischen Modellen. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Ohde-Kolloquium 1989.

- [38] **Georgi, D.:** Experimentelle Untersuchung der Erddruckverteilung auf starre Stützkonstruktionen. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Dresden, unveröffentlicht, 1999.
- [39] **Grundbautaschenbuch:** Grundbautaschenbuch. 6. Auflage, Herausgeber und Schriftleiter: Prof. Ulrich Smolczyk, Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [40] **Gudehus, G.:** Materialverhalten von Sand, Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau. Der Bauingenieur 55, S. 351-359, 1980
- [41] **Gudehus, G., Goldscheider:** Verbesserte Standsicherheitsnachweise. Baugrundtaugung Frankfurt, DGGT, 1974.
- [42] **Gutjahr, St.:** Ein hypoplastisches Reibungsgesetz zur Modellierung von Kontaktflächen zwischen Boden und Bauwerk. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 9, Ohde-Kolloquium 2001.
- [43] **Günther:** Programm und Tools für Erddruck und Erdwiderstand, Braunschweig / Wiesbaden, Viehweg & Sohn, 1993.
- [44] **Hager, O.:** Untersuchung der Erddruckverteilung auf starre Stützkonstruktionen in Abhängigkeit von der Wandbewegung und der Lagerungsdichte des Bodens Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Dresden, unveröffentlicht, 1999.
- [45] **Herle, I.:** Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Friedericiana in Karlsruhe, Heft 142, 1997.
- [46] **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, Heft 901, 1981.
- [47] **Hettler, A.:** Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 4, Ohde-Kolloquium 1997.
- [48] **Horn, A.:** Sohlreibung und räumlicher Erdwiderstand bei massiven Gründungen in nichtbindigem Boden. Mitteilung des Instituts für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, TH Aachen, Heft 110, 1970.
- [49] **Horn, A.:** Resistance and movement of laterally loaded abutments. Proc. 5. European conf. on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 1, Madrid, 1972.

- [50] **James, R. G. & Bransby, P. L.:** Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem, *Géotechnique* 20, No. 1, 17 - 37, 1970.
- [51] **King, G. J. W.:** Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 121, No. 9, S. 629-635, 1995.
- [52] **Kishida, H. & Uesugi, M.:** Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus, *Géotechnique* 37, No. 1, 45 – 52, 1987.
- [53] **Kremer, A.:** Das Verhalten von eingespannten biegsamen Stützwänden im bodenmechanischen 1g – Modellversuch. Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Fachbereich Bauingenieurwesen, Bericht - Nr. 18, 1998.
- [54] **Krey, H.:** Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. 5. Auflage, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1936.
- [55] **Kérisel, J.; Absi, E.:** Earth Pressure Tables. A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1990.
- [56] **Lauer, C.:** Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Konzept der Referenzzustände für nichtbindige und gemischtkörnige Böden. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, unveröffentlicht, 2000.
- [57] **Laumans, Q.:** Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nicht linearem Stoffverhalten des Bodens. Universität Stuttgart, 1976.
- [58] **Lyndon, A. & Pearson, R. A.:** Pressure distribution on a rigid retaining wall in cohesionless material. Proceedings of a symposium on the application of centrifuge modeling to geotechnical design, Manchester, S. 271-280, 1984.
- [59] **Mao, P.:** Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad. Schriftenreihe des Fachbereiches Baugrund - Grundbau der Universität Dortmund, Heft 16, 1993.
- [60] **Milligan, G. E. & Bransby, P. L.:** Combined active and passive rotational failure of a retaining wall in sand. *Géotechnique* 26, No. 3, S. 473-494, 1976.
- [61] **Nenzda, H.:** Sicherung tiefer Baugruben neben Bauwerken. Tiefbau – Ingenieurbau – Straßenbau, Heft 8, S. 698 – 702, 1973.
- [62] **Neuberg, C.:** Berechnung von Baugrubenwänden im Gebrauchszustand. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, unveröffentlicht, 1996.

- [63] **Ohde, J.:** Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Die Bautechnik. Jahrgang 16, Heft 13, S. 176-180, 1938.
- [64] **Ohde, J.:** Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Die Bautechnik. Jahrgang 16, Heft 53/54, S. 570-761, 1938.
- [65] **Ohde, J.:** Zur Erddruck-Lehre. Die Bautechnik. Jahrgang 29, Heft 2, S. 31- 35, 1952.
- [66] **ÖNORM B 4434:** Erd- und Grundbau, Erddruckberechnung, Fachnormausschuß 023 Erd- und Grundbau, Österreichisches Norminstitut, 1993.
- [67] **Padfield, C. J. & Mair, R. J.:** Design of retaining walls embedded in stiff clays. Construction Industry Research and Information Association. Report No. 104, London 1984.
- [68] **Pregl, O.:** Bemessung von Stützbauwerken. Handbuch der Geotechnik, Band 16, Herausgegeben vom Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien, 1990.
- [69] **Pulsfort, M.:** Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge. Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Fachbereich Bautechnik, Bericht - Nr. 4, 1986.
- [70] **Rauh, R.:** Beitrag zum Tragverhalten horizontal belasteter, im nichtbindigen Boden eingespannter Wandsysteme unter besonderer Berücksichtigung einer Böschungsgeometrie. Bergische Universität Wuppertal. Nr. 11, 1991.
- [71] **Roscoe, K. H.:** The influence of strains in soil mechanics. Géotechnique, Vol. 20, No. 2, S. 129-170, 1970.
- [72] **Rowe, P. W.:** Cantilever sheet piling in cohesionless soil. Engineering 172, S. 316 – 319, 1951.
- [73] **Rowe, P. W. & Peaker, K.:** Passive earth Pressure measurements. Géotechnique, Vol. 15, No. 1, S. 57-79, 1965.
- [74] **Schneider, K. J.:** Schneider Bautabellen, Werner-Verlag, 15. Auflage, 2002.
- [75] **Schürmann, A.:** Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr - Universität Bochum, Heft 30, 1997.
- [76] **Seyfarth, K., Keune, H.:** Phasenanalyse fester Rohstoffe und Industrieprodukte. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1980.

- [77] **Sieber, R.:** Erdwiderstandsmobilisierung in trockenem, dicht gelagertem Sand in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart, Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der TU Dresden, unveröffentlicht, 1999.
- [78] **Steck, A.:** Beitrag zur Frage des passiven Erddruckes. Bauingenieur 7, S. 32-37, 1926.
- [79] **Terzaghi, K.:** Old earth-pressure theories and new test results. Wiley, New York, 1920.
- [80] **TGL 11464/03:** Erdstatische Berechnungsverfahren, Verfahren zur Berechnung des Erddruckes.
- [81] **Tschebotarioff, G. P.:** Einfluß der Gewölbewirkung auf die Erddruckverteilung, Dissertation, TH Aachen, 1952.
- [82] **Vardoulakis, J.:** Scherfugenbildung in Sandkörpern als Verzweigungsproblem. Dissertation, TH Karlsruhe, 1977.
- [83] **Vogt, N.:** Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Baugrundinstitut Stuttgart, Mitt. 22, 1984.
- [84] **Walz, B.:** Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken. Universität – GH Wuppertal, Fachbereich Bautechnik, Bericht 1, 1982.
- [85] **Walz, B.:** Beiträge zur Modellversuchstechnik in der Geotechnik, TU Berlin, Grundbauinstitut, Heft 18, 1988.
- [86] **Weißbach, A.:** Beitrag zur Ermittlung des Erdwiderstandes. Bauingenieur 85, S. 161-173, 1983.
- [87] **Weißbach, A.:** Baugruben, Teil I, II und III, Ernst & Sohn, 1975.
- [88] **Weißbach, A. & Hettler, A.:** Berechnung von Baugrubenwänden nach der neuen DIN 1054, Die Bautechnik 80, H. 12, S. 857-874, 2003.
- [89] **Winkler, A.:** Ermittlung des Erddruckes im Bruchzustand bei Drehung einer Wand um den Kopfpunkt. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Mitteilungen Heft 8, 2001.
- [90] **Winkler, A.:** Ermittlung des passiven Erddruckes mit Beiwerten. Bautechnik 80, H. 2, 2003.

- [91] **Von Wolffersdorf, P. A.:** Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Stützkonstruktionen. Geotechnik 19, Nr. 4, S. 291-300, 1996.
- [92] **Ziegler, M.:** Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddruckes in Sand. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Friedericiana in Karlsruhe, Heft 101, 1987.

Anhang A

A.1 Versuchsreihe I

Die Bilder A.1 bis A.3 zeigen den Versuchsablauf (Ausgangszustand und Endzustand).



Bild A.1: Ausgangszustand

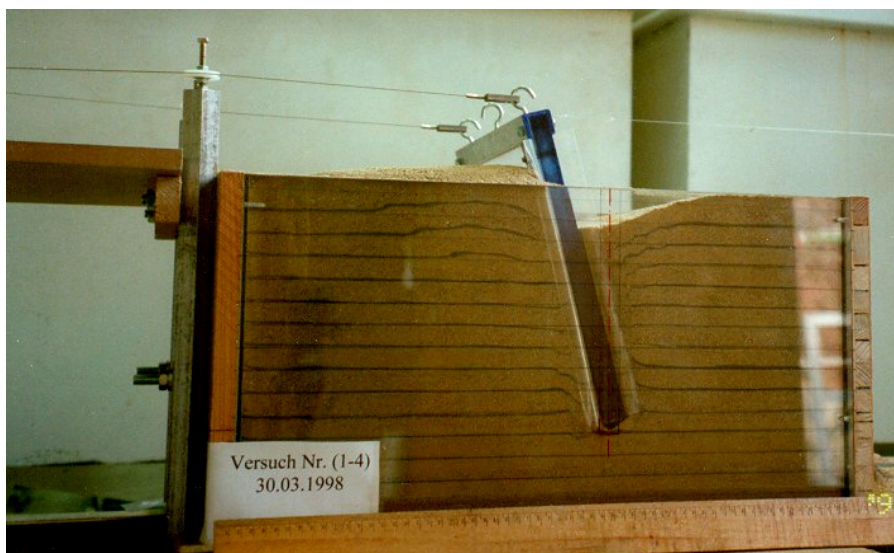


Bild A.2: Endzustand



Bild A.3: Endzustand, Draufsicht

| Versuch Nr. | φ (°) | D | Bruchlast N | $HKVB$ mm | $HKVE$ mm | α_{Bruch} (°) | α_{max} (°) | t_2/t |
|----------------|------------------|------|----------------|--------------|--------------|-------------------------|-----------------------|---------|
| K01 | 42,16 | 0,73 | 257,45 | 14,00 | 49,30 | | 11,00 | |
| K02 | 37,63 | 0,35 | 148,23 | 45,50 | 70,90 | | 15,60 | |
| K03 | 38,38 | 0,41 | 149,25 | 50,70 | 68,80 | | 14,90 | |
| K04 | 39,08 | 0,47 | 166,06 | 33,80 | 68,80 | | 14,60 | |
| K05 | 41,83 | 0,70 | 253,27 | 12,80 | 69,20 | | 15,50 | |
| K06 | 43,51 | 0,85 | 292,89 | 10,70 | 72,10 | | 15,90 | |
| K07 | 42,50 | 0,76 | 262,39 | 12,20 | 71,10 | 2,70 | 16,00 | 0,27 |
| K08 | 41,89 | 0,71 | 244,82 | 13,60 | 70,90 | 3,0 | 15,70 | 0,27 |
| K09 | 38,57 | 0,42 | 161,79 | 18,20 | 70,00 | | 12,20 | |
| K10 | 40,92 | 0,62 | 224,49 | 14,30 | 67,70 | | 15,40 | 0,26 |
| K11 | 43,26 | 0,83 | 285,00 | 12,80 | 69,20 | 2,90 | 16,10 | 0,30 |
| K12 | 41,31 | 0,65 | 218,41 | 13,40 | 66,70 | 2,90 | 14,90 | 0,26 |
| K13 | 40,71 | 0,60 | 209,19 | 18,20 | 73,00 | | 12,70 | |

$HKVB$: horizontale Kopfverschiebung im Bruchzustand

$HKVE$: horizontale Kopfverschiebung im Endzustand

Tabelle A.1: Übersicht der Versuchsergebnisse der kleinmaßstäblichen Versuche

A.2 Versuchsreihe II

A.2.1 Versuchstechnik

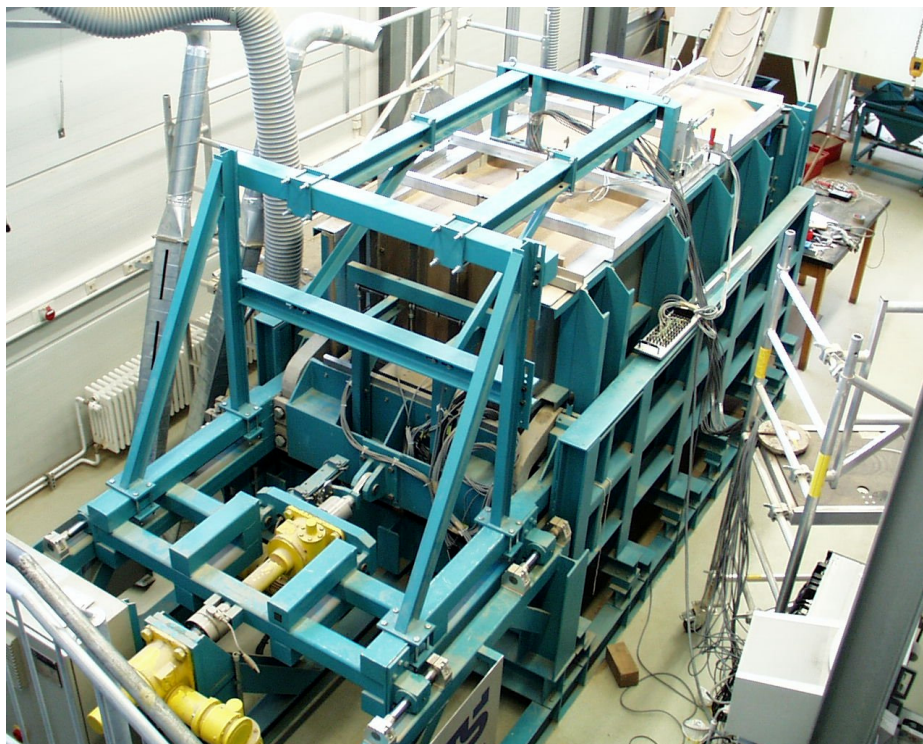


Bild A.4: Gesamtansicht der Versuchsanlage

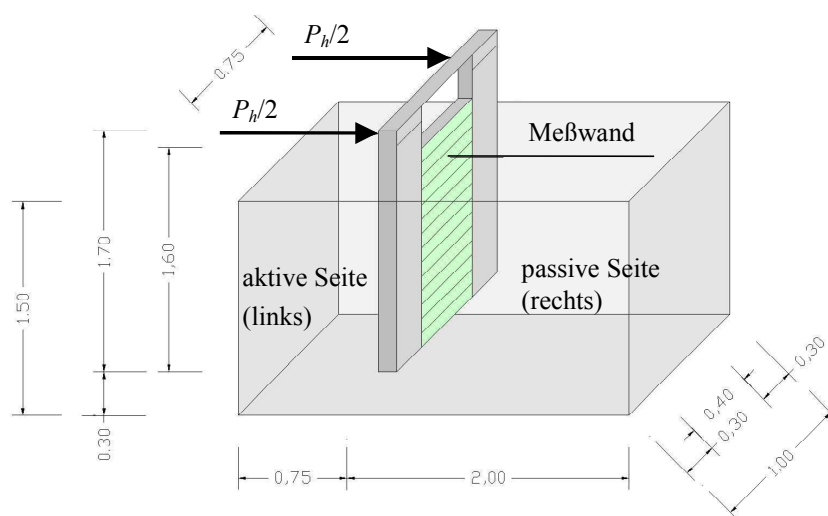


Bild A.5: Gesamtansicht der Versuchsanlage, alle Einheiten in m

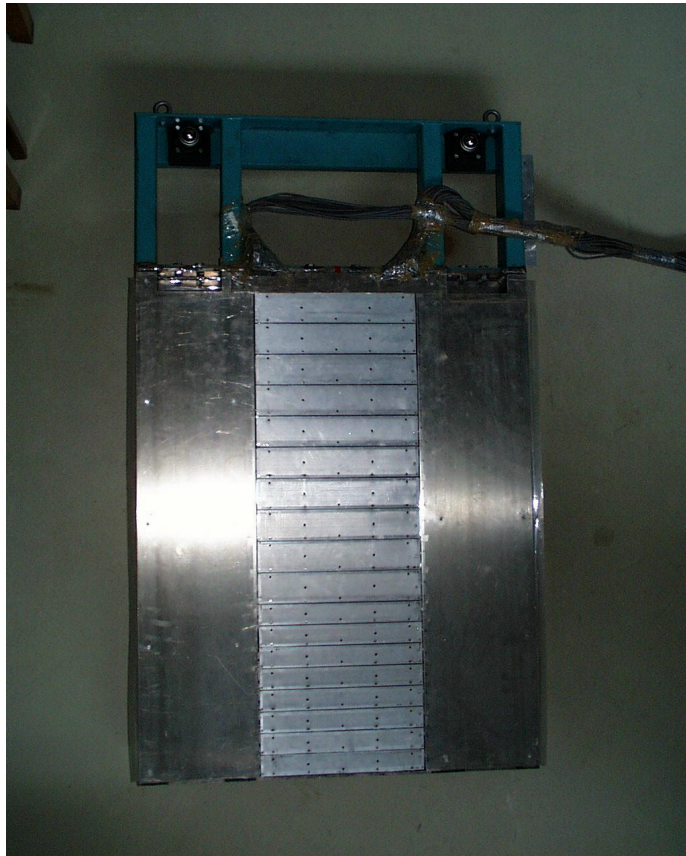


Bild A.6: Modellwand, Draufsicht



Bild A.7: Datenerfassung und Steuerung des Versuches

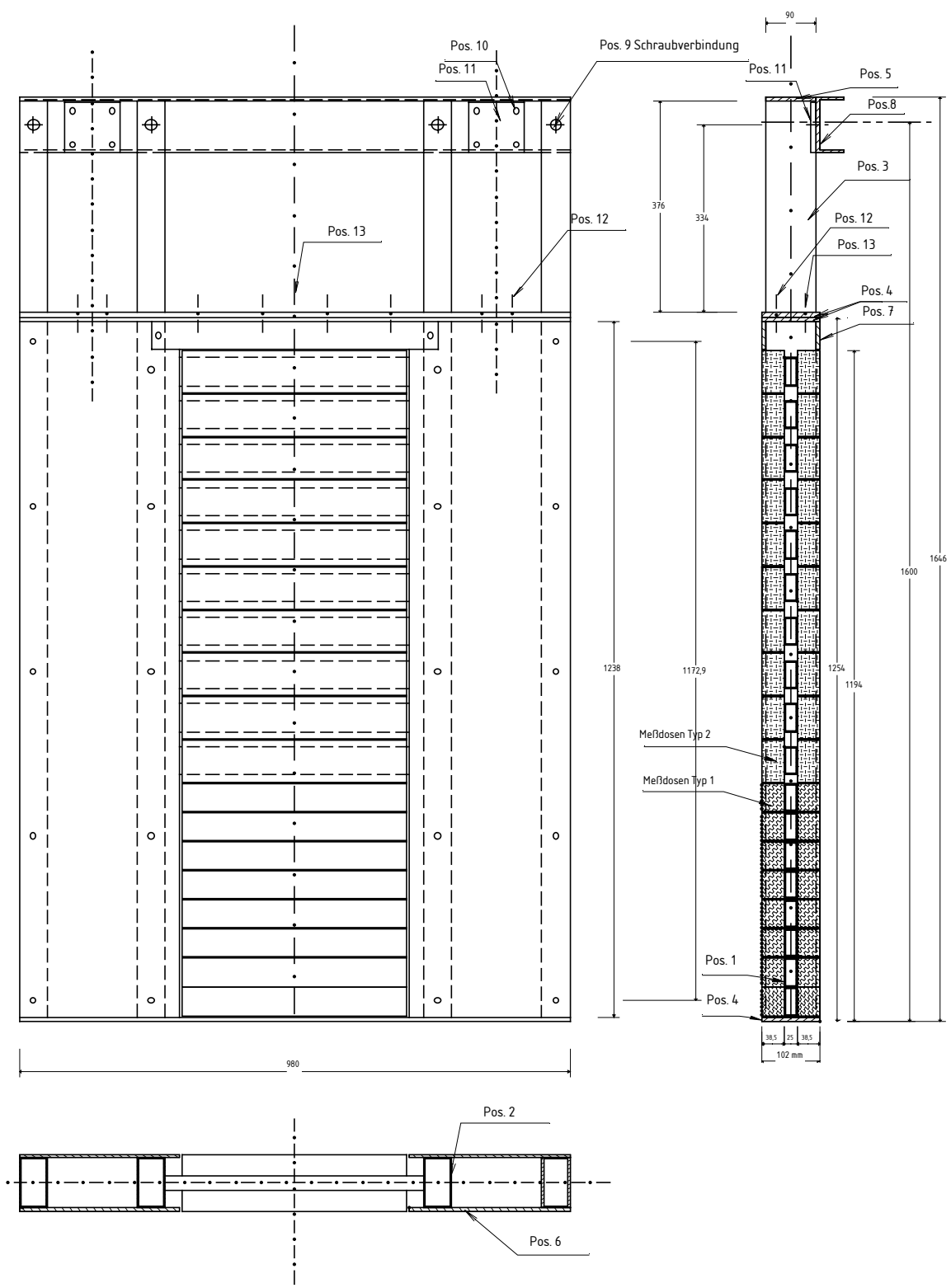


Bild A.8: Modellwand, schematische Darstellung

A.2.2 Versuchsauswertung

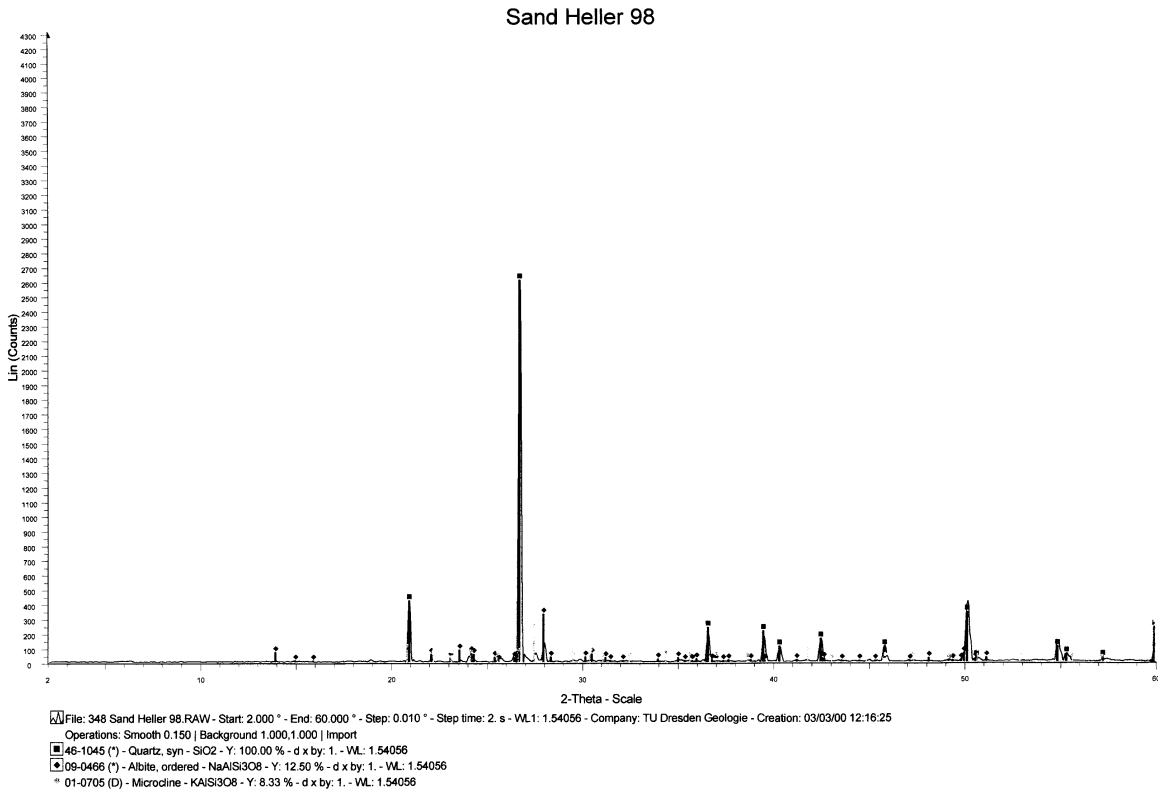


Bild A.9: Bestimmung der Mineralzusammensetzung des Sandes im Diffraktometer

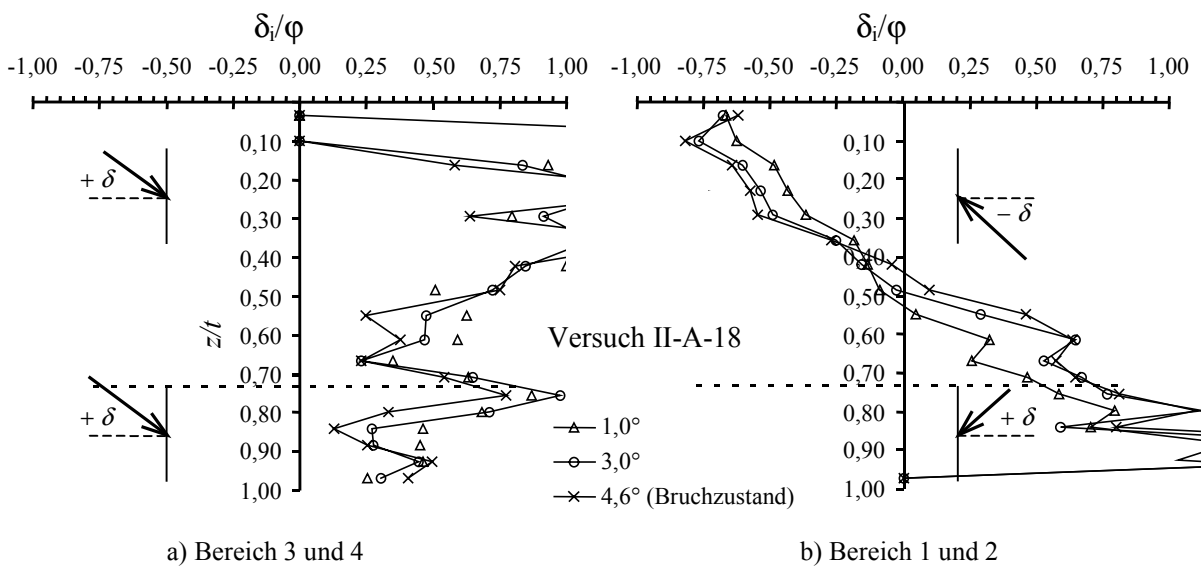
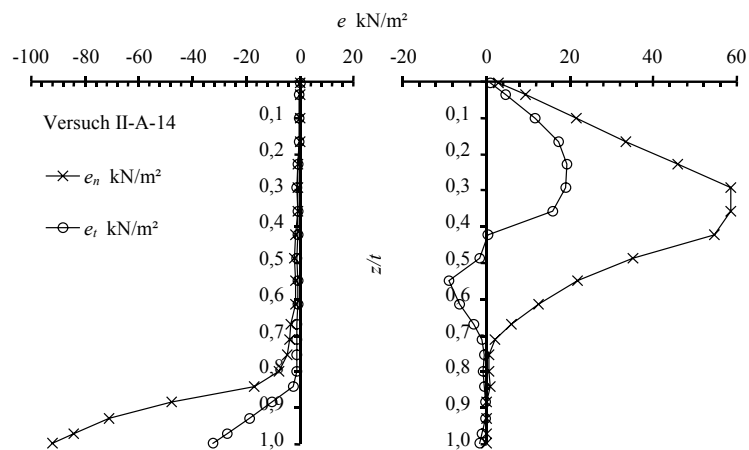
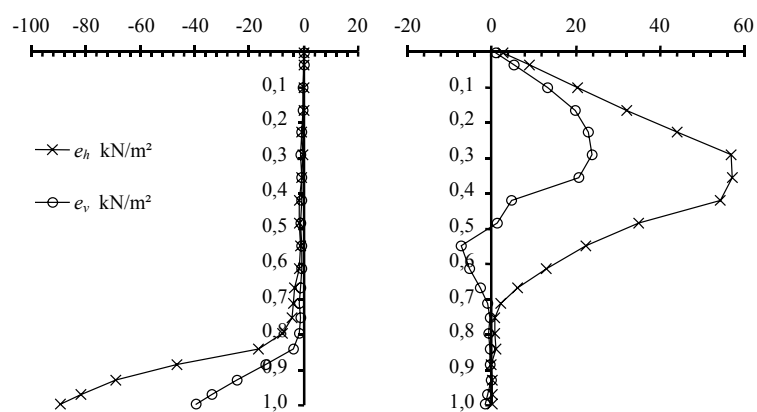


Bild A.10: Verteilung des Erddruckneigungswinkels nach Gleichung (3.7)



a) Verteilung der normalen und tangentialen Spannungen zum Versuchsende



b) Verteilung der horizontalen und vertikalen Spannungen zum Versuchsende

Bild A.11: Verteilung der normalen und tangentialen Spannungen zum Versuchsende



Bild A.12: Sandoberfläche (stützende Seite) nach Beendigung des Versuches am Beispiel Versuch II-A-06

| Versuchsnr. | γ kN/m | RH m | n | D | e | I_D | φ (°) |
|-------------|------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|------------------|
| II-A-03 | 16,17 | 1,00 | 0,378 | 0,489 | 0,607 | 0,545 | 38,84 |
| II-A-04 | 16,07 | 0,80 | 0,382 | 0,462 | 0,617 | 0,518 | 38,45 |
| II-A-05 | 16,19 | 0,80 | 0,377 | 0,495 | 0,605 | 0,550 | 38,92 |
| II-A-06 | 15,81 | 0,60 | 0,392 | 0,389 | 0,644 | 0,443 | 37,41 |
| II-A-07 | 16,36 | 1,00 | 0,370 | 0,544 | 0,588 | 0,598 | 39,64 |
| II-A-09 | 15,80 | 0,60 | 0,392 | 0,388 | 0,644 | 0,441 | 37,38 |
| II-A-10 | 16,28 | 1,00 | 0,373 | 0,522 | 0,596 | 0,576 | 39,31 |
| II-A-13 | 16,28 | 0,80 | 0,373 | 0,522 | 0,596 | 0,577 | 39,31 |
| II-A-14 | 16,03 | 0,60 | 0,383 | 0,452 | 0,621 | 0,507 | 38,29 |
| II-A-15 | 16,03 | 0,80 | 0,383 | 0,452 | 0,621 | 0,508 | 38,30 |
| II-A-16 | 16,07 | 0,80 | 0,382 | 0,463 | 0,617 | 0,518 | 38,46 |
| II-A-17 | 16,30 | 1,00 | 0,373 | 0,525 | 0,595 | 0,580 | 39,36 |
| II-A-18 | 15,87 | 0,60 | 0,389 | 0,405 | 0,638 | 0,460 | 37,63 |
| II-A-19 | 16,44 | 1,00 | 0,367 | 0,566 | 0,581 | 0,619 | 39,96 |
| II-A-20 | 15,99 | 0,60 | 0,385 | 0,441 | 0,625 | 0,496 | 38,14 |
| II-A-21 | 16,09 | 0,80 | 0,381 | 0,467 | 0,616 | 0,522 | 38,51 |
| II-A-22 | 16,82 | 1,40 | 0,353 | 0,671 | 0,545 | 0,718 | 41,51 |
| II-B-01 | 16,09 | 0,80 | 0,381 | 0,468 | 0,615 | 0,523 | 38,53 |
| II-B-02 | 16,10 | 0,80 | 0,380 | 0,470 | 0,614 | 0,526 | 38,57 |
| II-B-03 | 16,42 | 1,00 | 0,368 | 0,559 | 0,583 | 0,613 | 39,86 |
| II-B-04 | 16,28 | 1,00 | 0,374 | 0,520 | 0,596 | 0,575 | 39,29 |

Tabelle A.2: Übersicht der durchgeführten Modellversuche (Versuchsreihe II)

| Versuch | D | $\alpha_{Bruch}^{(1)}$ (°) | $\bar{\delta}/\varphi^{(1)}$ | $\bar{K}_{pgh,1}^{(1)}$ | $\max z_1/d_1^{(1)}$ | $\delta/\varphi^{(*)}$ | K_{pgh} , Bereich: 0 .. z_1 | | |
|---------|------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------|----------------------|------------------------|---------------------------------|-------|-------|
| | | | | | | | I | II | III |
| II-A-03 | 0,49 | -4,43 | -0,32 | 4,77 | 0,56 | -0,54 | 10,31 | 10,05 | 9,56 |
| II-A-04 | 0,46 | -4,90 | -0,26 | 5,06 | 0,50 | -0,61 | 11,19 | 10,50 | 9,90 |
| II-A-05 | 0,50 | -4,71 | -0,24 | 5,09 | 0,50 | -0,58 | 11,37 | 10,59 | 10,02 |
| II-A-06 | 0,39 | -5,09 | -0,25 | 4,57 | 0,50 | -0,61 | 10,87 | 9,67 | 9,13 |
| II-A-07 | 0,54 | -4,10 | -0,28 | 5,40 | 0,54 | -0,55 | 11,64 | 10,58 | 10,15 |
| II-A-09 | 0,39 | -4,90 | -0,25 | 4,07 | 0,39 | -0,64 | 10,95 | 9,90 | 9,35 |
| II-A-10 | 0,52 | -4,67 | -0,28 | 5,43 | 0,42 | -0,63 | 12,49 | 11,41 | 10,83 |
| II-A-13 | 0,52 | -4,11 | -0,30 | 5,92 | 0,55 | -0,59 | 11,64 | 10,82 | 10,31 |
| II-A-14 | 0,45 | -4,58 | -0,30 | 4,80 | 0,42 | -0,64 | 10,74 | 10,63 | 10,03 |
| II-A-15 | 0,45 | -4,67 | -0,27 | 5,02 | 0,51 | -0,60 | 11,35 | 10,24 | 9,66 |
| II-A-16 | 0,46 | -4,94 | -0,28 | 6,01 | 0,54 | -0,61 | 12,60 | 10,59 | 9,98 |
| II-A-17 | 0,53 | -4,77 | -0,29 | 5,42 | 0,41 | -0,63 | 12,50 | 11,47 | 10,88 |
| II-A-18 | 0,41 | -4,87 | -0,27 | 4,42 | 0,40 | -0,62 | 10,85 | 10,10 | 9,53 |
| II-A-19 | 0,57 | -3,86 | -0,34 | 4,61 | 0,52 | -0,55 | 10,94 | 10,81 | 10,42 |
| II-A-20 | 0,44 | -4,71 | -0,28 | 5,02 | 0,49 | -0,60 | 11,76 | 10,09 | 9,52 |
| II-A-21 | 0,47 | -4,95 | -0,31 | 5,82 | 0,45 | -0,65 | 12,32 | 10,97 | 10,34 |
| II-A-22 | 0,67 | -3,91 | -0,21 | 6,04 | 0,61 | -0,54 | 11,78 | 12,73 | 11,65 |

I: Meßwerte

II: nach CAQUOT / KÉRISEL

III: nach PREGEL

(*) : gemessene Werte im Bereich: 0 .. z_1

Tabelle A.3: Gemessene und berechnete $K_{pgh,1}$ -Werte im Bruchzustand (Bereich I)

| Versuch | D | Bereich 2 | | | | Bereich 3 | | | |
|---------|------|-------------------------------|----------------------|--------------------|---------------------|------------------------|---------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | | $\alpha_{Bruch}^{(I)}$ (°) | $\delta/\phi^{(II)}$ | $K_{agh,2}^{(II)}$ | $K_{agh,2}^{(III)}$ | $\alpha_{Bruch}^{(I)}$ | $\bar{\delta}/\phi^{(I)}$ | $\bar{K}_{agh,3}^{(I)}$ | $\bar{K}_{agh,3}^{(III)}$ |
| II-A-03 | 0,49 | -4,43 | 0,55 | 0,131 | 0,173 | 4,43 | 0,48 | 0,141 | 0,221 |
| II-A-04 | 0,46 | -4,90 | 0,68 | 0,146 | 0,181 | 4,90 | 0,61 | 0,137 | 0,218 |
| II-A-05 | 0,50 | -4,71 | 0,64 | 0,156 | 0,167 | 4,71 | 0,62 | 0,150 | 0,212 |
| II-A-06 | 0,39 | -5,09 | 0,81 | 0,173 | 0,171 | 5,09 | 0,59 | 0,194 | 0,230 |
| II-A-07 | 0,54 | -4,10 | 0,80 | 0,138 | 0,157 | 4,10 | 0,53 | 0,255 | 0,209 |
| II-A-09 | 0,39 | -4,90 | 0,71 | 0,160 | 0,173 | 4,90 | 0,52 | 0,178 | 0,230 |
| II-A-10 | 0,52 | -4,67 | 0,80 | 0,137 | 0,157 | 4,67 | 0,57 | 0,192 | 0,212 |
| II-A-13 | 0,52 | -4,11 | 0,69 | 0,133 | 0,165 | 4,11 | 0,46 | 0,241 | 0,217 |
| II-A-14 | 0,45 | -4,58 | 0,78 | 0,159 | 0,167 | 4,58 | 0,53 | 0,264 | 0,224 |
| II-A-15 | 0,45 | -4,67 | 0,75 | 0,136 | 0,168 | 4,67 | 0,44 | 0,212 | 0,230 |
| II-A-16 | 0,46 | -4,94 | 0,72 | 0,148 | 0,167 | 4,94 | 0,58 | 0,219 | 0,220 |
| II-A-17 | 0,53 | -4,77 | 0,79 | 0,159 | 0,157 | 4,77 | 0,58 | 0,242 | 0,211 |
| II-A-18 | 0,41 | -4,87 | 0,65 | 0,134 | 0,177 | 4,87 | 0,59 | 0,221 | 0,227 |
| II-A-19 | 0,57 | -3,86 | 0,61 | 0,142 | 0,164 | 3,86 | 0,38 | 0,149 | 0,215 |
| II-A-20 | 0,44 | -4,71 | 0,69 | 0,134 | 0,172 | 4,71 | 0,38 | 0,144 | 0,236 |
| II-A-21 | 0,47 | -4,95 | 0,79 | 0,132 | 0,163 | 4,95 | 0,40 | 0,245 | 0,233 |
| II-A-22 | 0,67 | -3,91 | 0,57 | 0,131 | 0,153 | 3,91 | 0,41 | 0,141 | 0,199 |

I: Meßwerte

II: gemessene Werte bei $z = d_1$

III: berechnete Werte.

Tabelle A.4: Gemessene und berechnete K_{agh} -Werte im Bereich 2 und 3 im Bruchzustand

| Versuch | D | $\alpha_{Bruch}^{(1)}$ (°) | $\bar{\delta}/\phi^{(1)}$ | $\delta/\phi^{(*)}$ | $K_{pgh}^{(*)}$ | | |
|---------|------|-------------------------------|---------------------------|---------------------|-----------------|------|------|
| | | | | | I | II | III |
| II-A-03 | 0,49 | 4,43 | 0,47 | 0,41 | 5,00 | 1,97 | 1,68 |
| II-A-04 | 0,46 | 4,90 | 0,42 | 0,49 | 5,05 | 2,26 | 1,92 |
| II-A-05 | 0,50 | 4,71 | 0,39 | 0,37 | 4,19 | 2,80 | 2,43 |
| II-A-06 | 0,39 | 5,09 | 0,42 | 0,36 | 5,29 | 2,77 | 2,40 |
| II-A-07 | 0,54 | 4,10 | 0,48 | 0,46 | 4,84 | 2,39 | 2,04 |
| II-A-09 | 0,39 | 4,90 | 0,38 | 0,31 | 5,42 | 2,99 | 2,62 |
| II-A-10 | 0,52 | 4,67 | 0,43 | 0,38 | 5,54 | 2,78 | 2,41 |
| II-A-13 | 0,52 | 4,11 | 0,47 | 0,47 | 4,52 | 2,33 | 1,99 |
| II-A-14 | 0,45 | 4,58 | 0,39 | 0,50 | 4,64 | 2,19 | 1,86 |
| II-A-15 | 0,45 | 4,67 | 0,42 | 0,53 | 4,96 | 2,08 | 1,77 |
| II-A-16 | 0,46 | 4,94 | 0,37 | 0,38 | 5,50 | 2,37 | 2,74 |
| II-A-17 | 0,53 | 4,77 | 0,46 | 0,51 | 5,43 | 2,20 | 1,88 |
| II-A-18 | 0,41 | 4,87 | 0,39 | 0,38 | 6,01 | 2,68 | 2,31 |
| II-A-19 | 0,57 | 3,86 | 0,43 | 0,36 | 5,78 | 2,85 | 2,49 |
| II-A-20 | 0,44 | 4,71 | 0,44 | 0,50 | 4,32 | 2,19 | 1,86 |
| II-A-21 | 0,47 | 4,95 | 0,43 | 0,44 | 4,36 | 2,35 | 2,00 |
| II-A-22 | 0,67 | 3,91 | 0,32 | 0,22 | 8,08 | 3,98 | 3,48 |

I: Meßwerte

II: nach CAQUOT / KÉRISEL

III: nach PREGEL

(*) : gemessene bzw. berechnete Werte am Wandfuß

Tabelle A.5: Gemessene und berechnete $K_{pgh,4}$ -Werte im Bereich 4 im Bruchzustand

| Versuch | D | $ \alpha_{Bruch} $ (°) | r_1 | | r_2 | | r_3 | | r_4 | |
|---------|------|---------------------------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|
| | | | I | II | I | II | I | II | I | II |
| II-A-03 | 0,49 | 4,43 | 0,54 | 0,53 | 0,86 | 0,82 | 0,31 | 0,31 | 0,28 | 0,30 |
| II-A-04 | 0,46 | 4,90 | 0,54 | 0,52 | 0,85 | 0,72 | 0,29 | 0,26 | 0,23 | 0,28 |
| II-A-05 | 0,50 | 4,71 | 0,57 | 0,53 | 0,75 | 0,81 | 0,24 | 0,28 | 0,29 | 0,30 |
| II-A-06 | 0,39 | 5,09 | 0,54 | 0,53 | 0,72 | 0,63 | 0,35 | 0,31 | 0,27 | 0,28 |
| II-A-07 | 0,54 | 4,10 | 0,60 | 0,52 | 0,66 | 0,63 | 0,40 | 0,38 | 0,29 | 0,25 |
| II-A-09 | 0,39 | 4,90 | 0,53 | 0,53 | 0,64 | 0,61 | 0,37 | 0,36 | 0,31 | 0,29 |
| II-A-10 | 0,52 | 4,67 | 0,55 | 0,51 | 0,62 | 0,63 | 0,43 | 0,38 | 0,28 | 0,27 |
| II-A-13 | 0,52 | 4,11 | 0,56 | 0,50 | 0,56 | 0,60 | 0,38 | 0,37 | 0,26 | 0,27 |
| II-A-14 | 0,45 | 4,58 | 0,55 | 0,51 | 0,76 | 0,76 | 0,27 | 0,26 | 0,26 | 0,26 |
| II-A-15 | 0,45 | 4,67 | 0,56 | 0,52 | 0,67 | 0,75 | 0,28 | 0,28 | 0,24 | 0,28 |
| II-A-16 | 0,46 | 4,94 | 0,59 | 0,51 | 0,67 | 0,72 | 0,36 | 0,37 | 0,25 | 0,27 |
| II-A-17 | 0,53 | 4,77 | 0,56 | 0,53 | 0,62 | 0,72 | 0,40 | 0,37 | 0,27 | 0,29 |
| II-A-18 | 0,41 | 4,87 | 0,56 | 0,53 | 0,63 | 0,72 | 0,31 | 0,29 | 0,29 | 0,25 |
| II-A-19 | 0,57 | 3,86 | 0,59 | 0,56 | 0,73 | 0,71 | 0,31 | 0,29 | 0,24 | 0,26 |
| II-A-20 | 0,44 | 4,71 | 0,56 | 0,53 | 0,83 | 0,75 | 0,36 | 0,28 | 0,28 | 0,29 |
| II-A-21 | 0,47 | 4,95 | 0,54 | 0,50 | 0,69 | 0,67 | 0,32 | 0,30 | 0,28 | 0,28 |
| II-A-22 | 0,67 | 3,91 | 0,54 | 0,50 | 0,78 | 0,81 | 0,28 | 0,32 | 0,29 | 0,28 |

I: bei $\alpha = 1,0^\circ$

II: bei $\alpha = \alpha_{Bruch}$

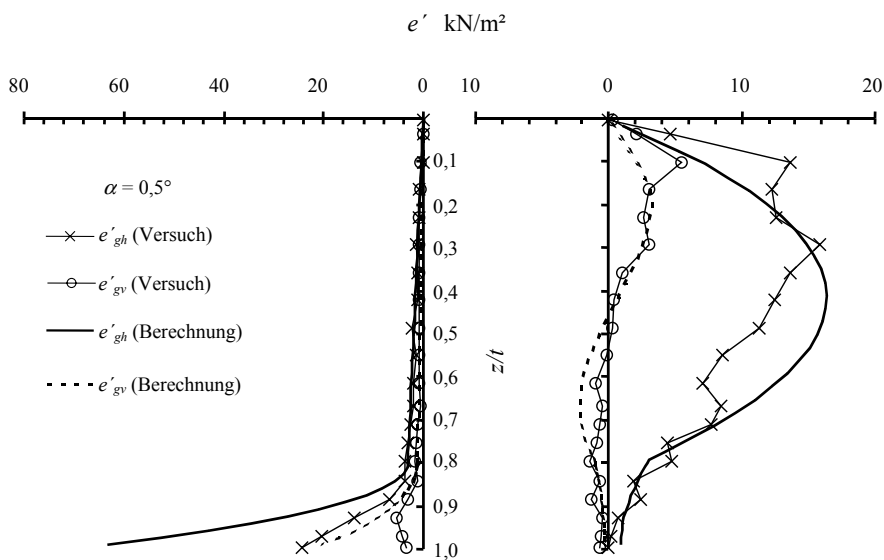
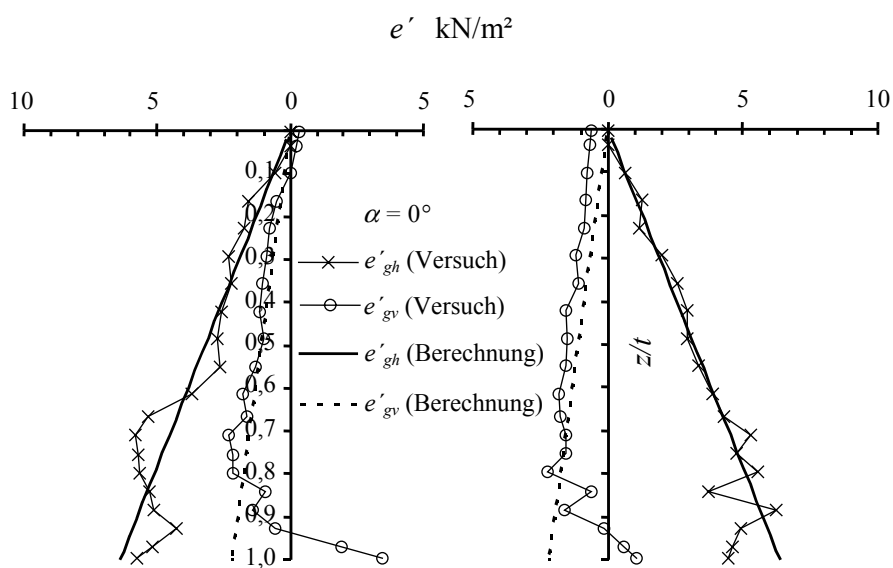
Tabelle A.6: Lage der Resultierenden

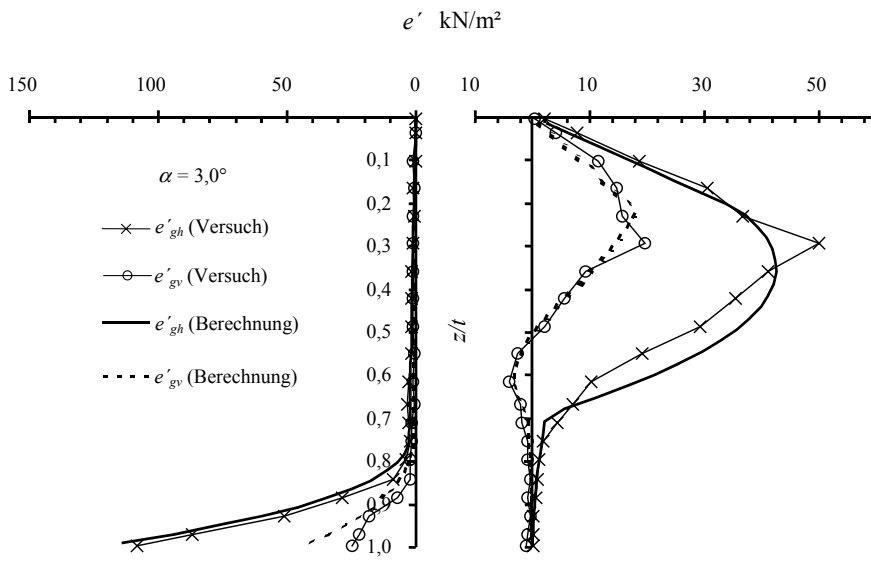
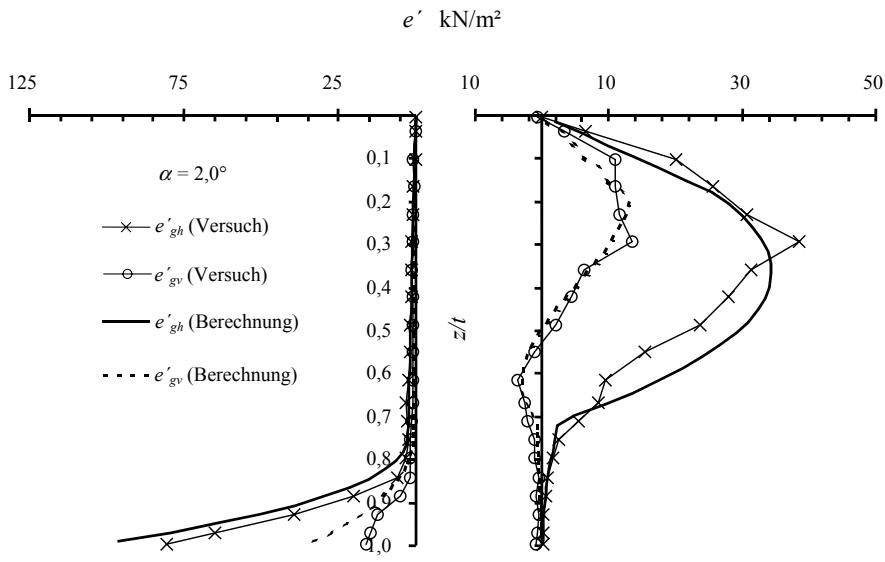
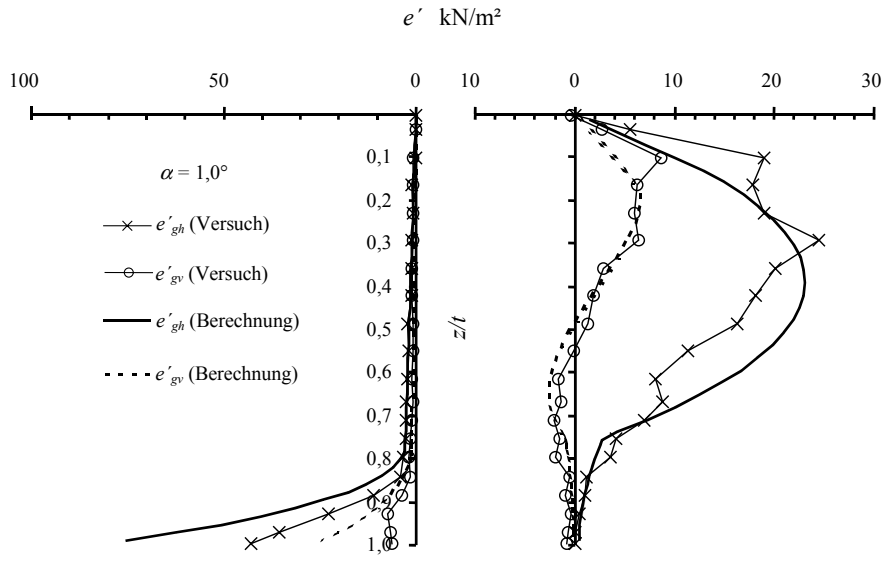
A.2.3 Nachrechnung der eigenen Versuche

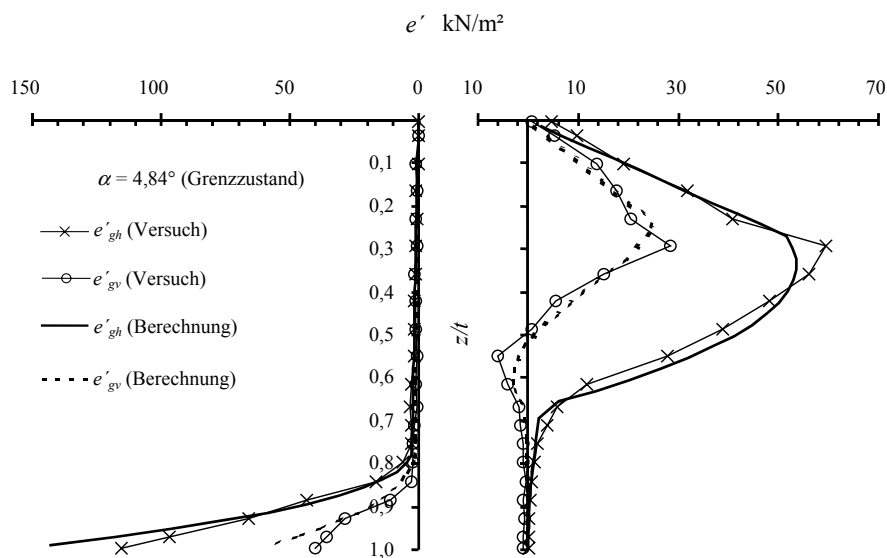
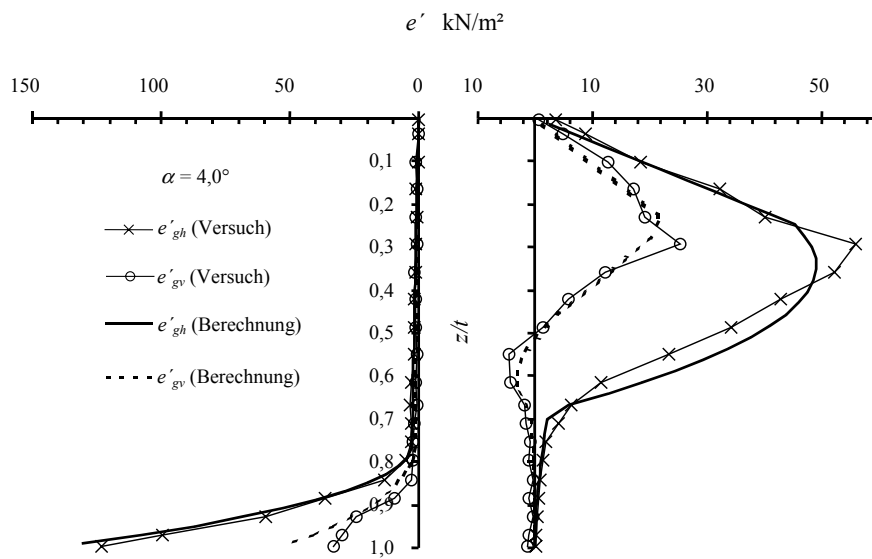
Nachfolgend wird die Plausibilität der Mobilisierungsfunktionen, s. Abschnitt 4, durch die Nachrechnung von zwei Versuchen geprüft.

Nachrechnung von Versuch II-A-18

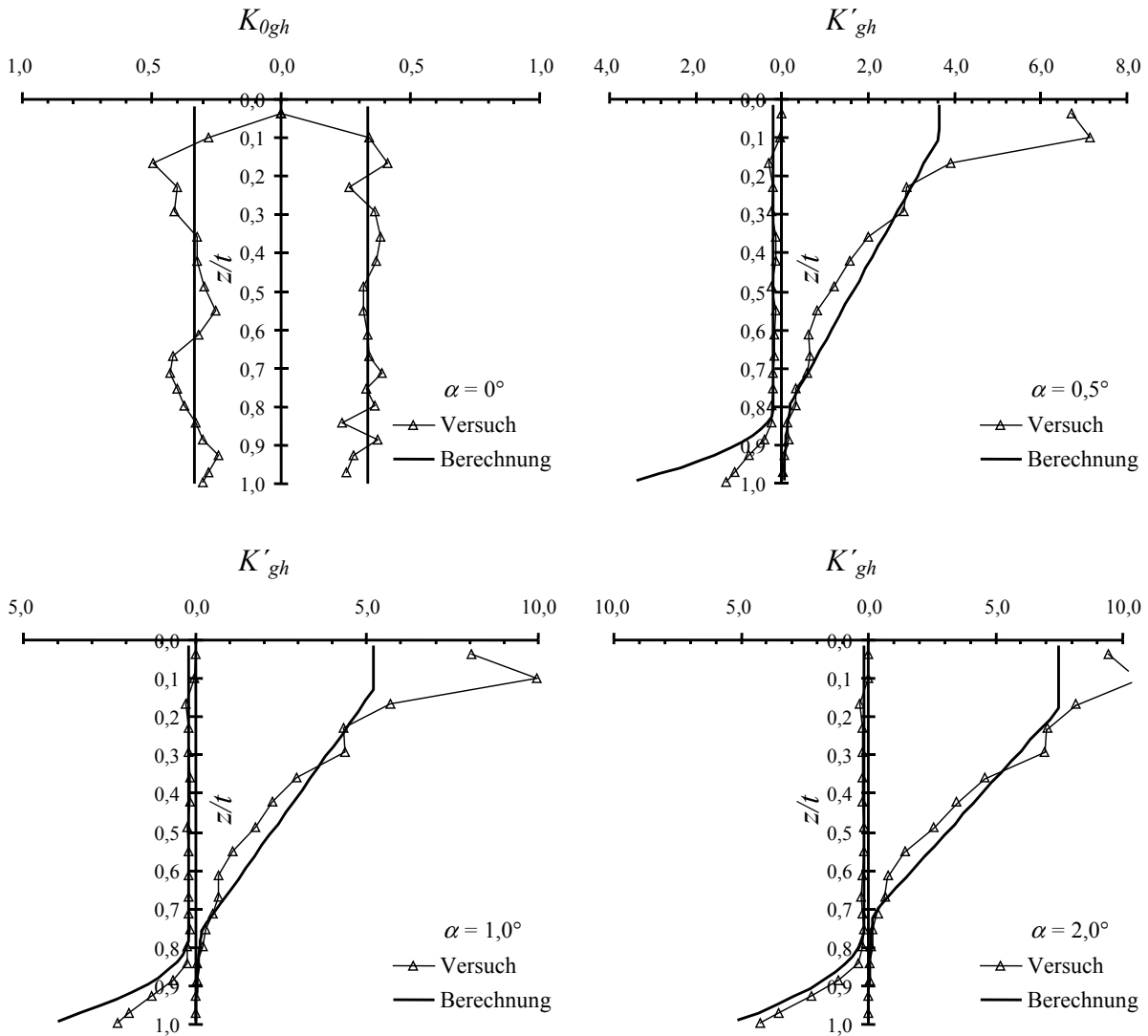
Spannungsverteilung aus Versuch und Berechnung für verschiedene Verschiebungszustände:

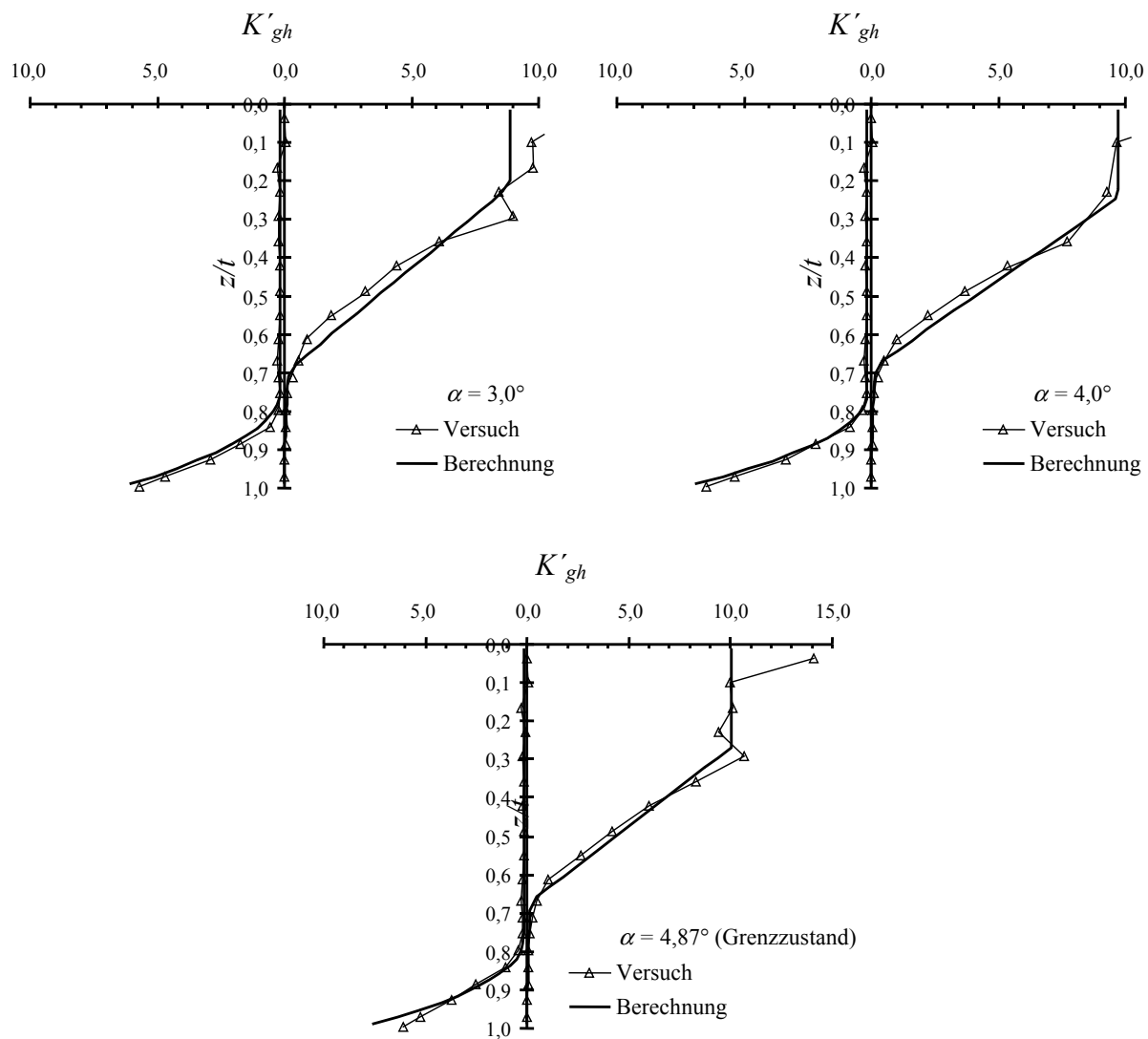




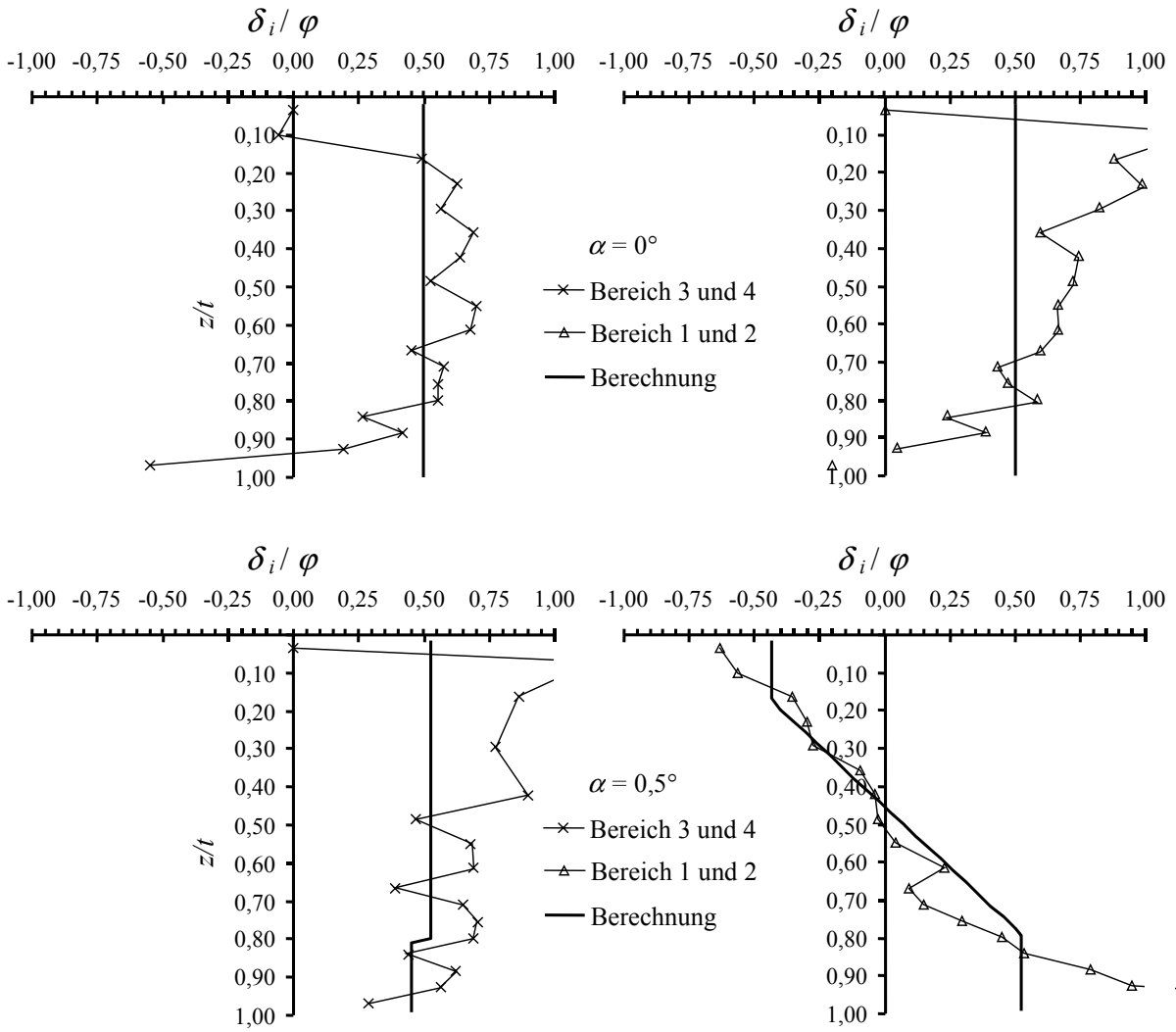


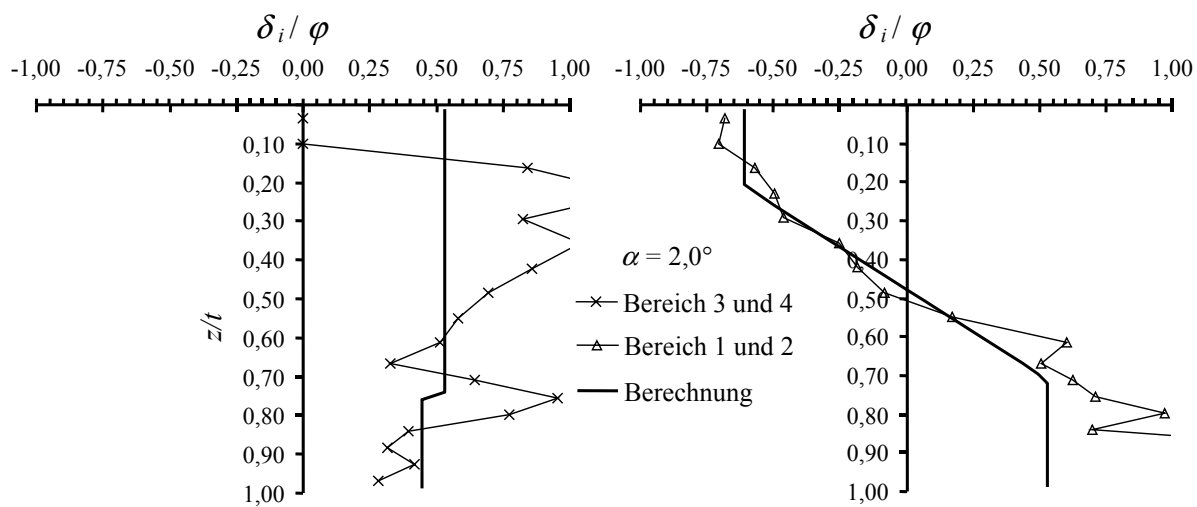
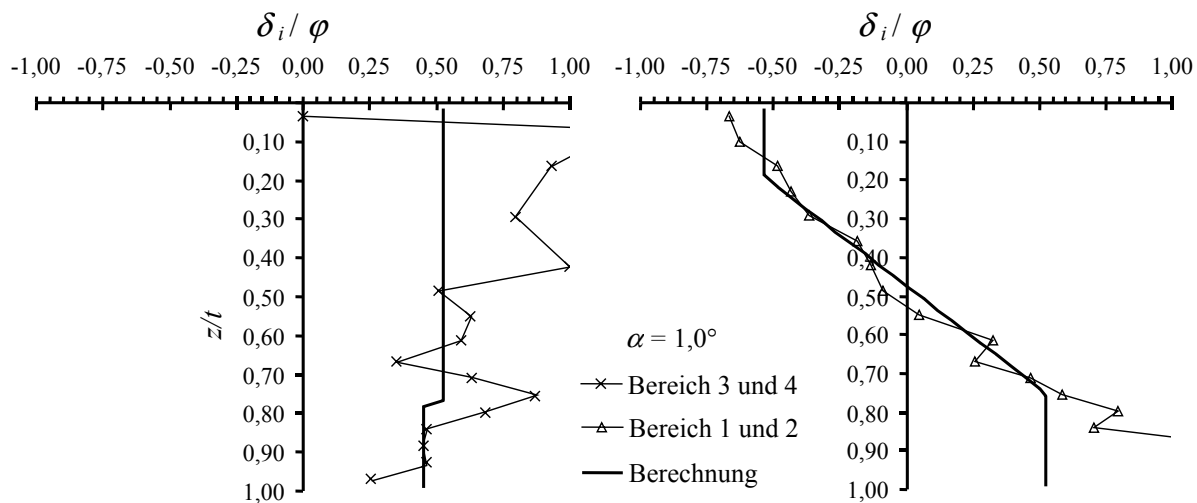
Normierter Erddruck nach Gleichung (3.6) für verschiedene Verschiebungszustände im Versuch II-A-18:

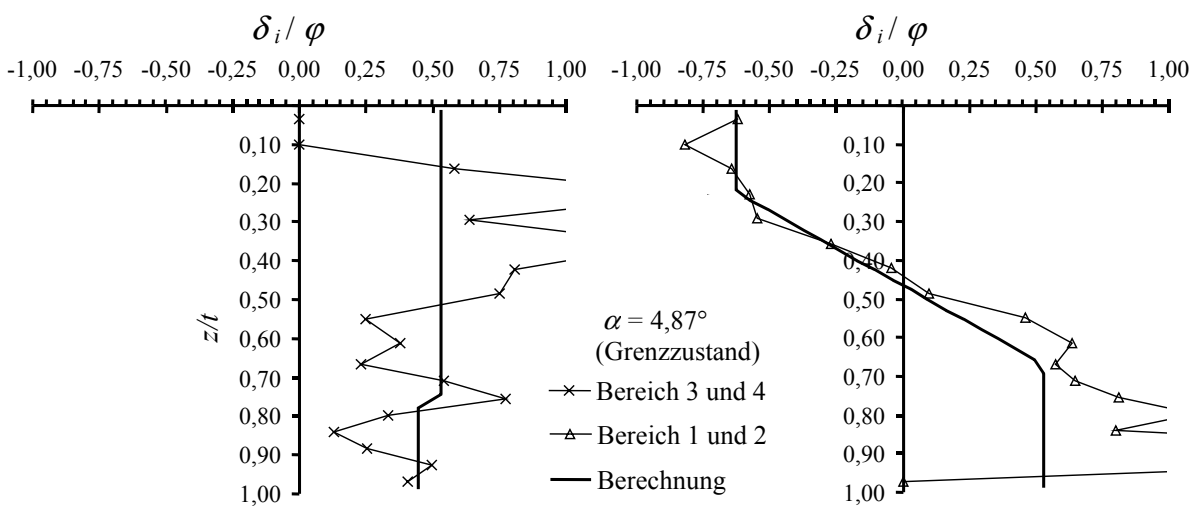
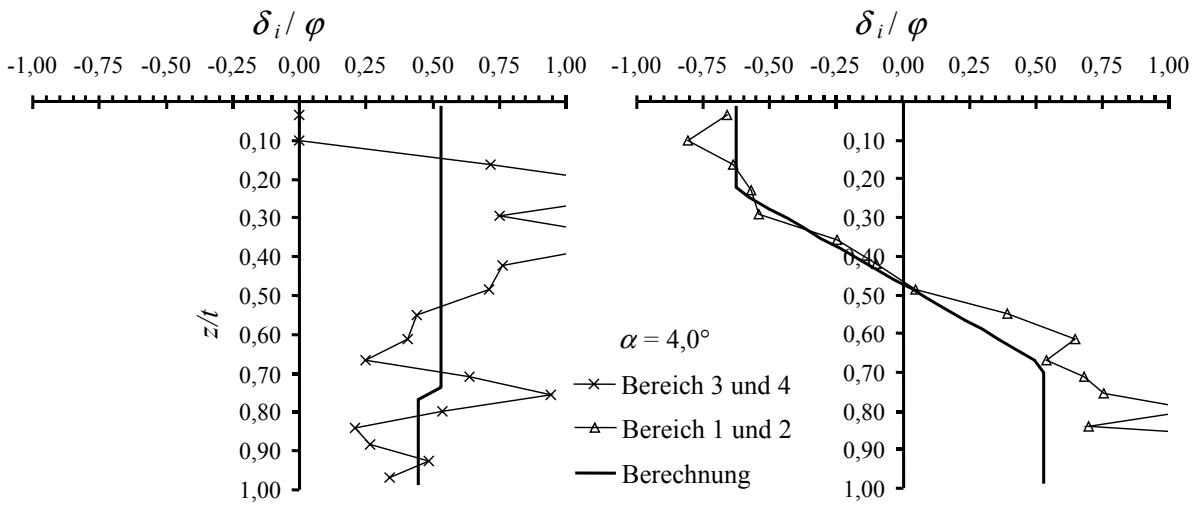
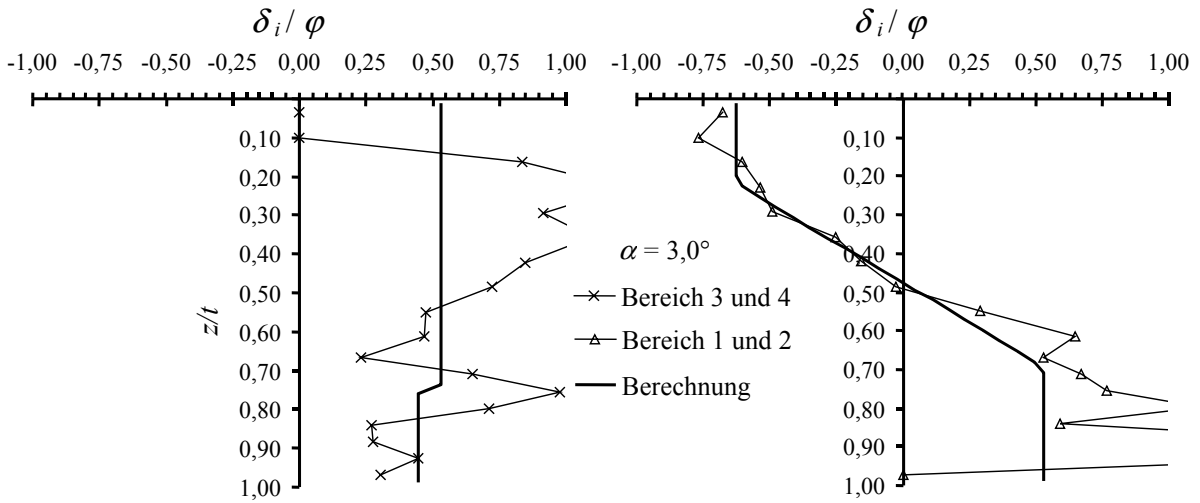




Vergleich des berechneten Erddruckneigungswinkels mit den gemessenen Erddruckneigungswinkel für verschiedene Verschiebungszustände im Versuch II-A-18:







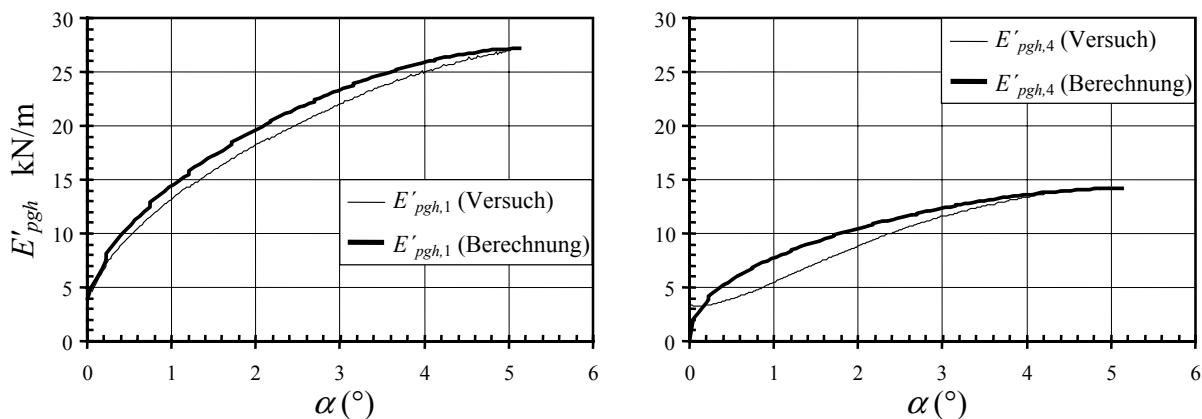


Bild A.13: Resultierende horizontale Kräfte in den Bereichen 1 und 4 (II-A-18)

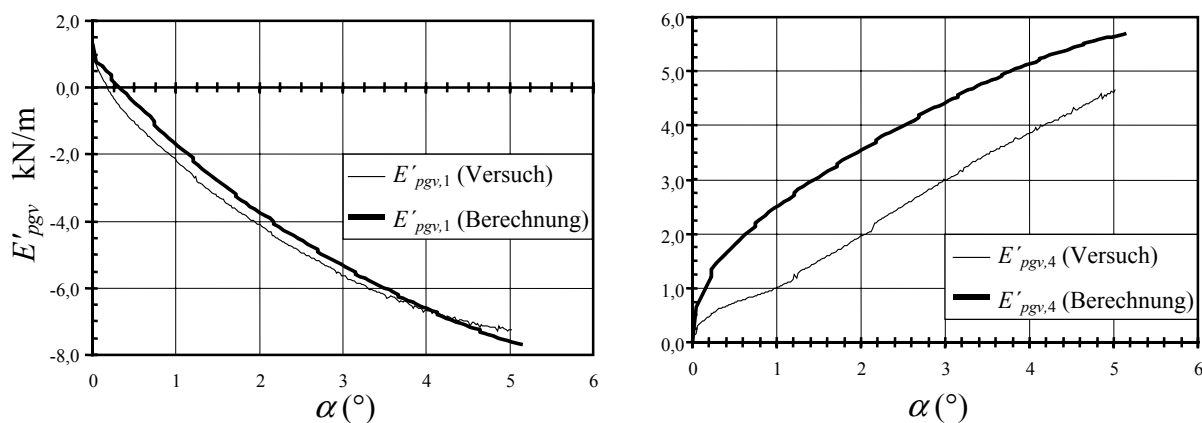


Bild A.14: Resultierende vertikale Kräfte in den Bereichen 1 und 4 (II-A-18)

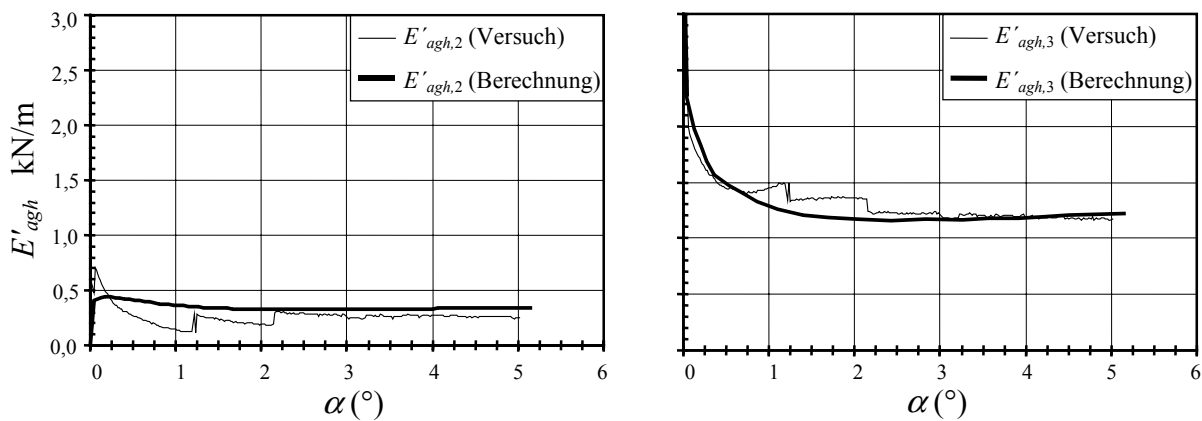


Bild A.15: Resultierende horizontale Kräfte in den Bereichen 2 und 3 (II-A-18)

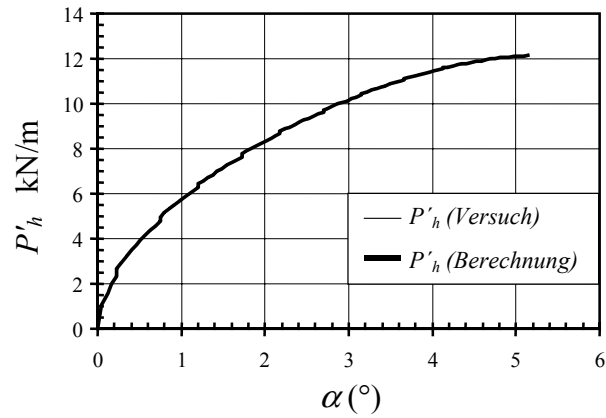


Bild A.16: Mobilisierung der horizontalen Kraft P_h (II-A-18)

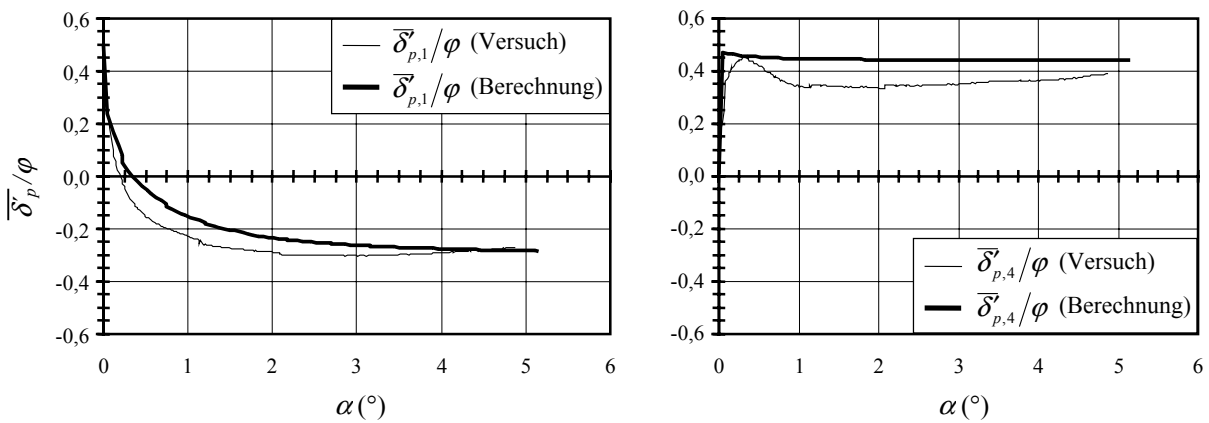


Bild A.17: Neigung des Erddrucks in den Bereichen 1 und 4 (II-A-18)

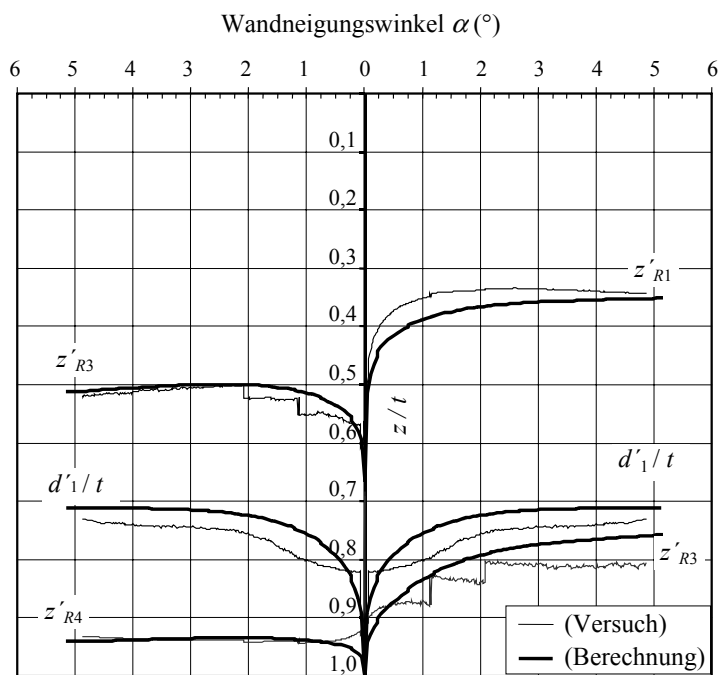
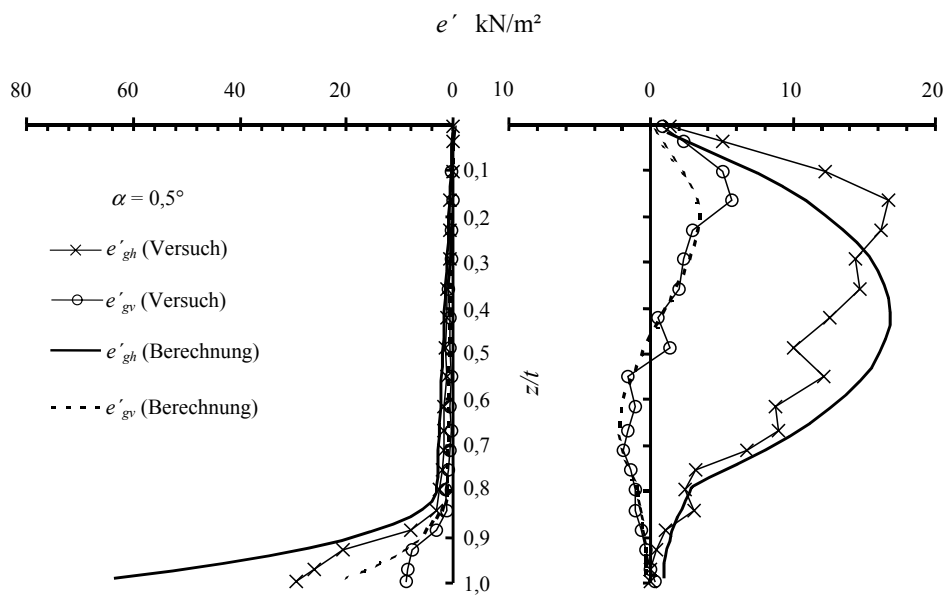
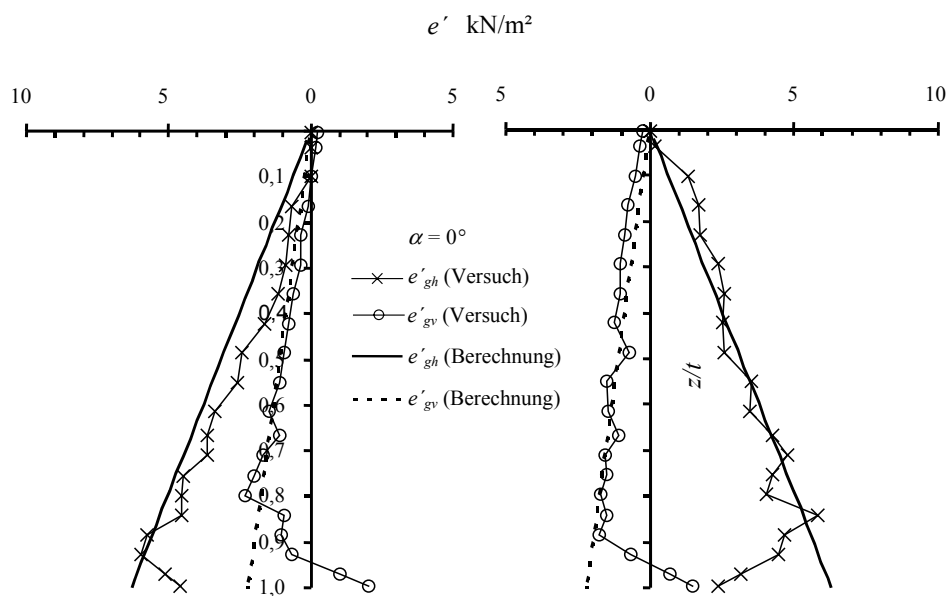
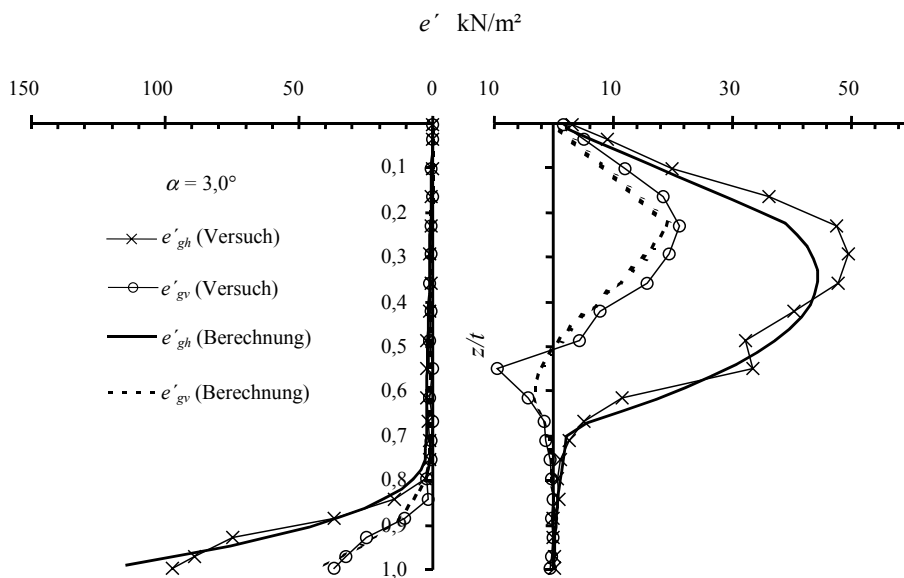
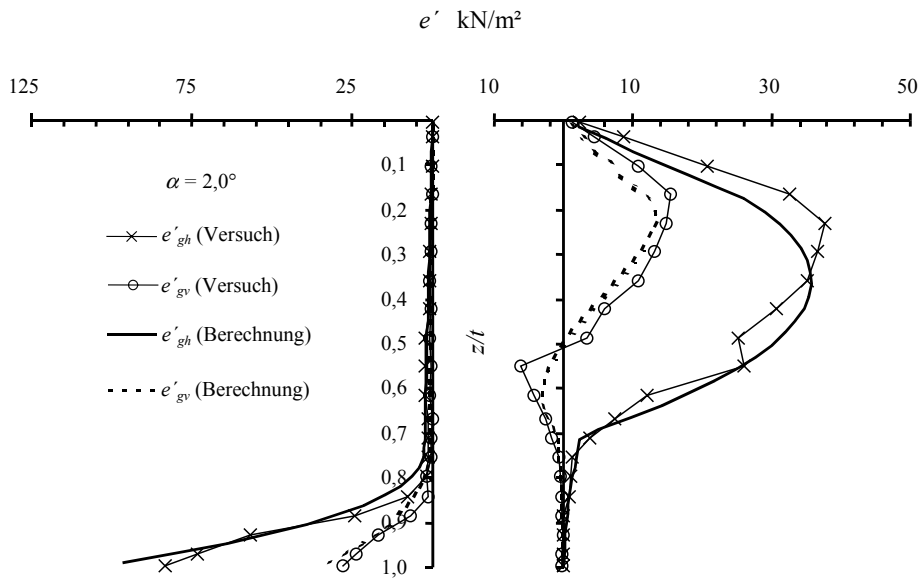
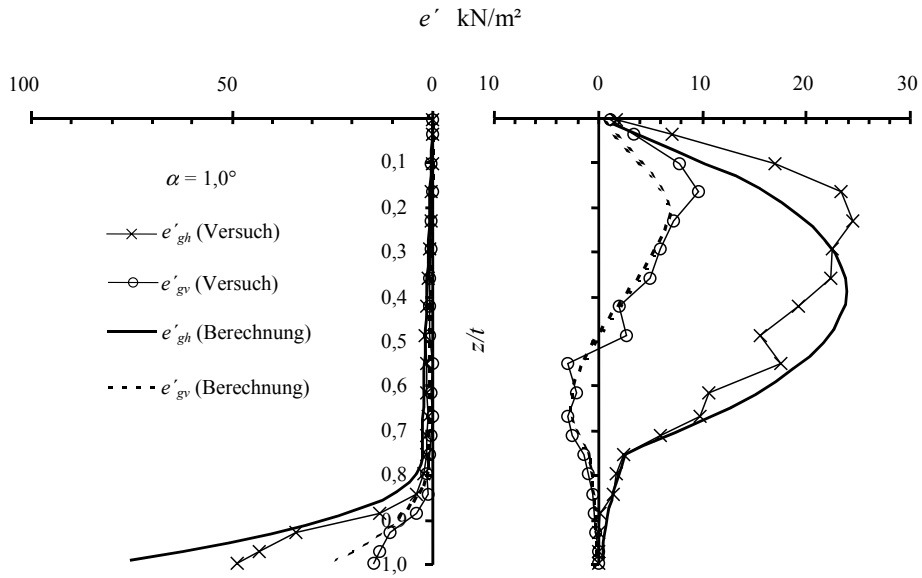


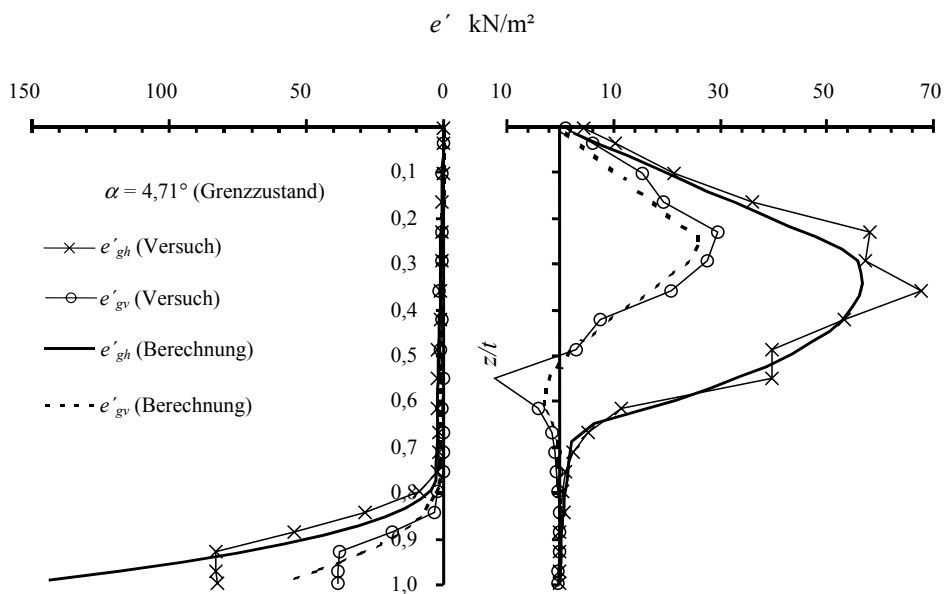
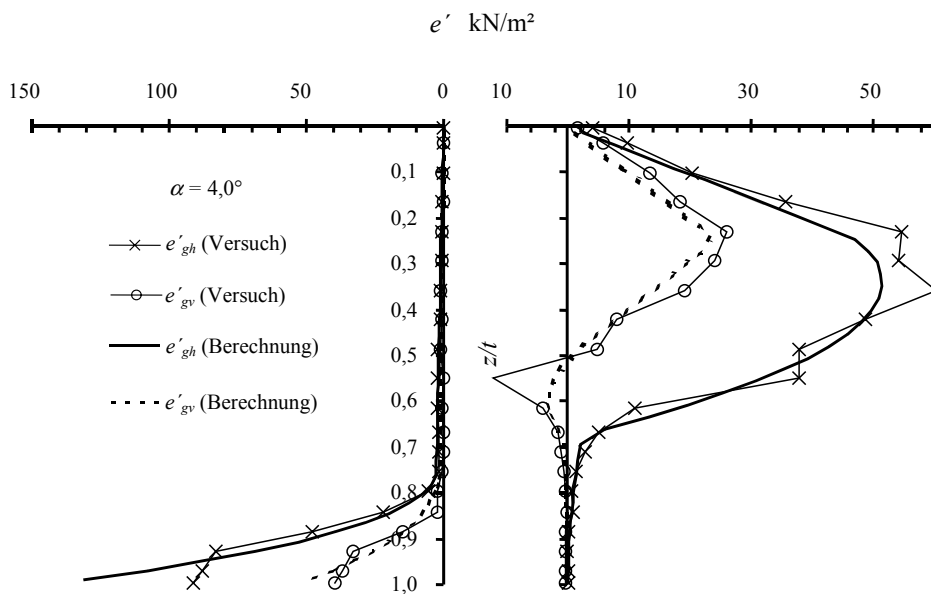
Bild A.18: Lage der Resultierenden aus Versuch und Berechnung (II-A-18)

Nachrechnung von Versuch II-A-20

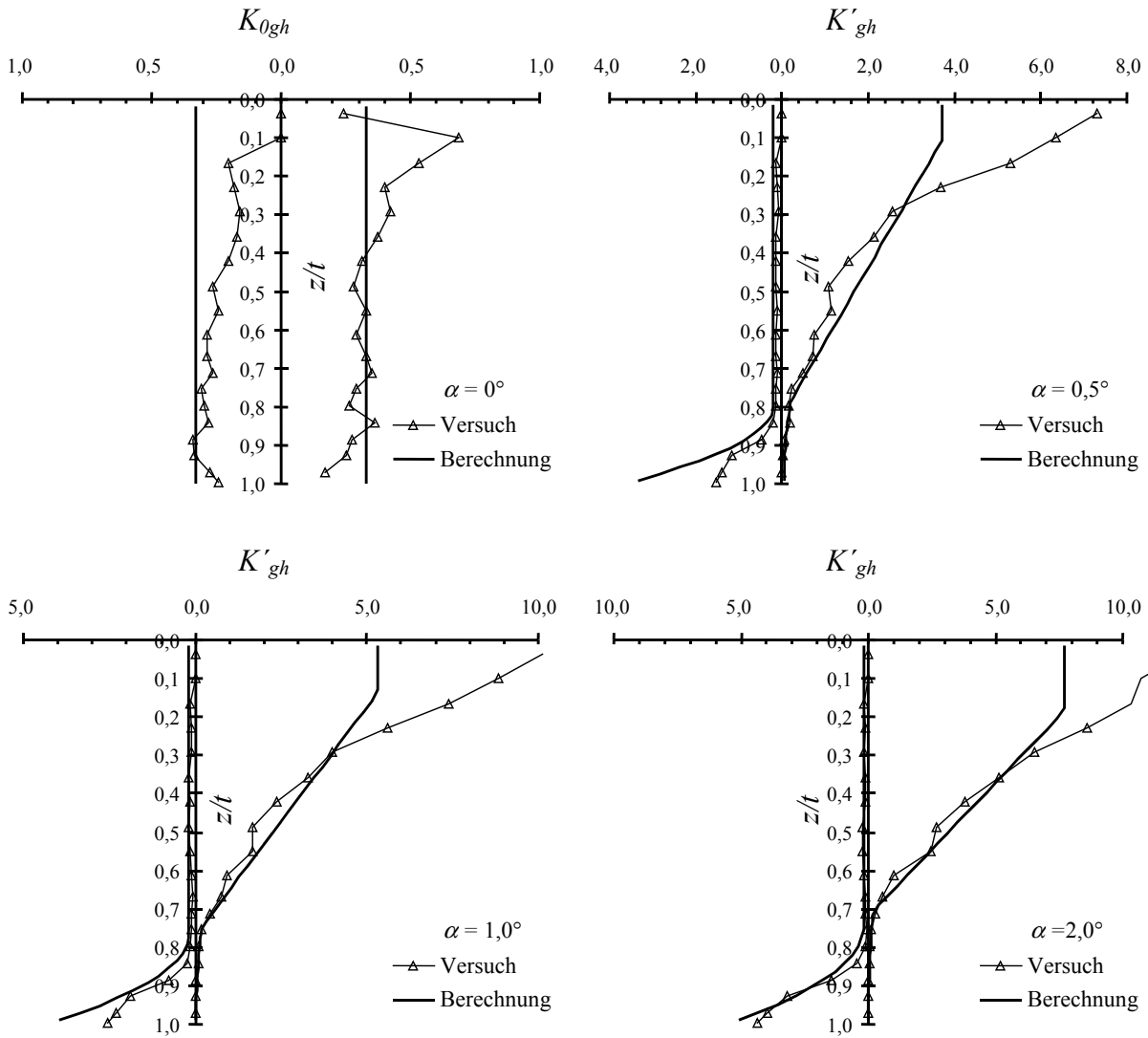
Spannungsverteilung aus Versuch und Berechnung für verschiedene Verschiebungszustände:

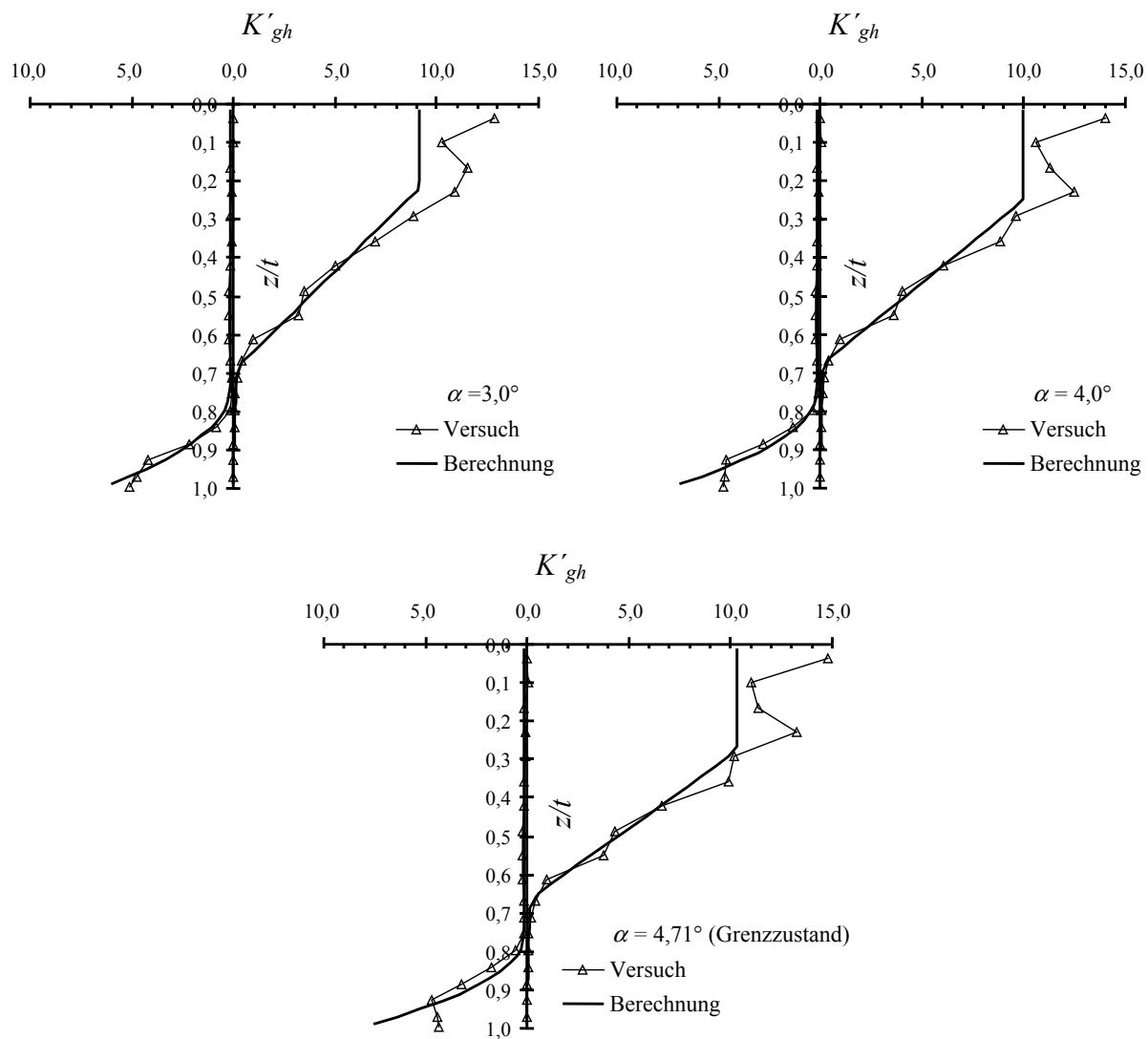




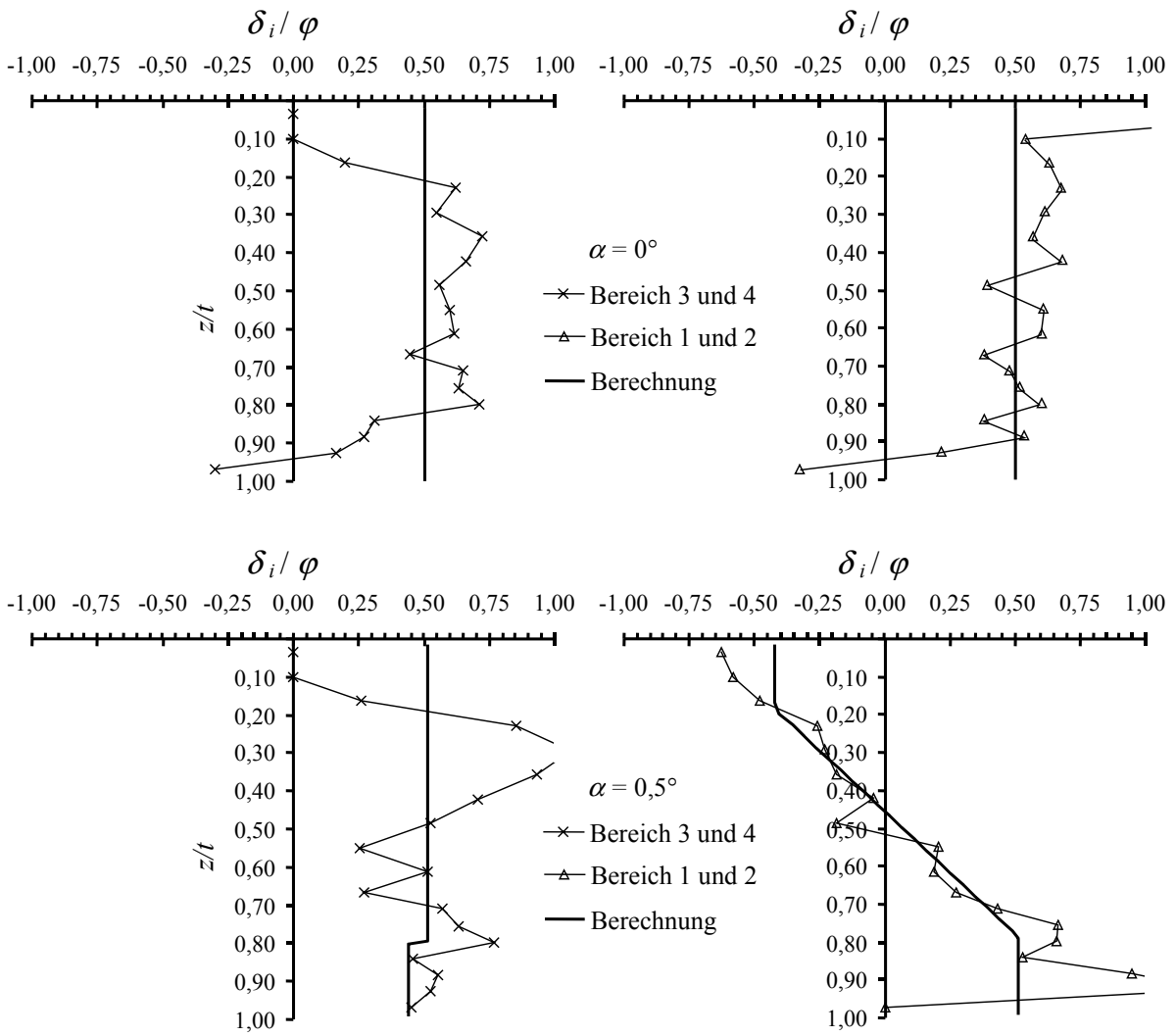


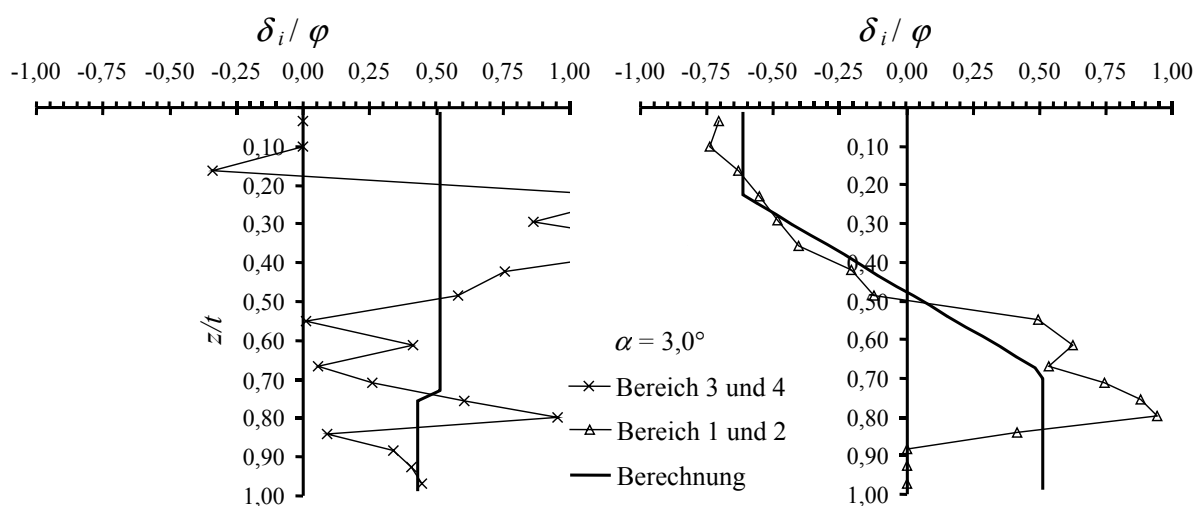
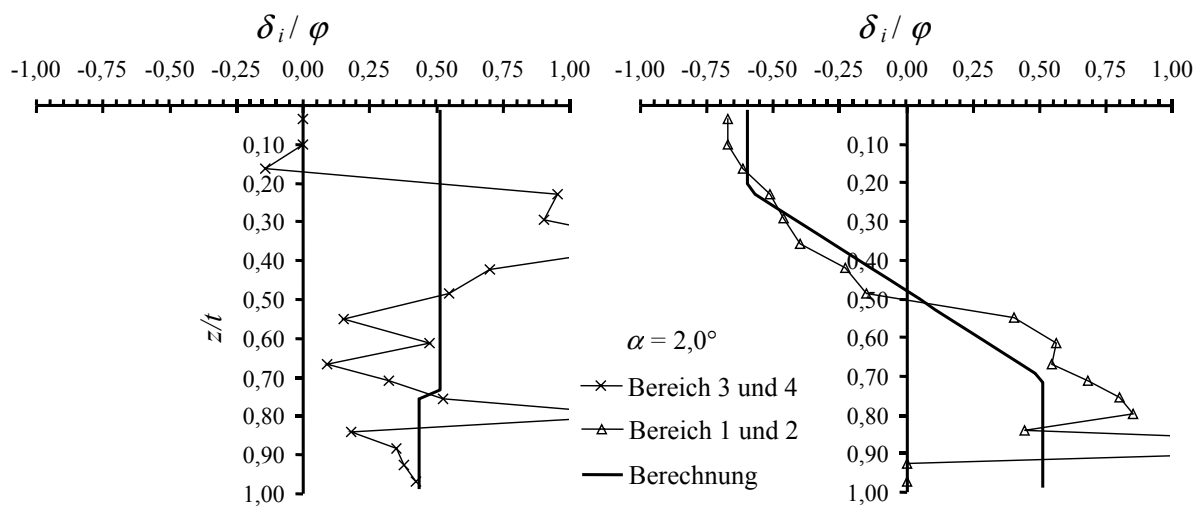
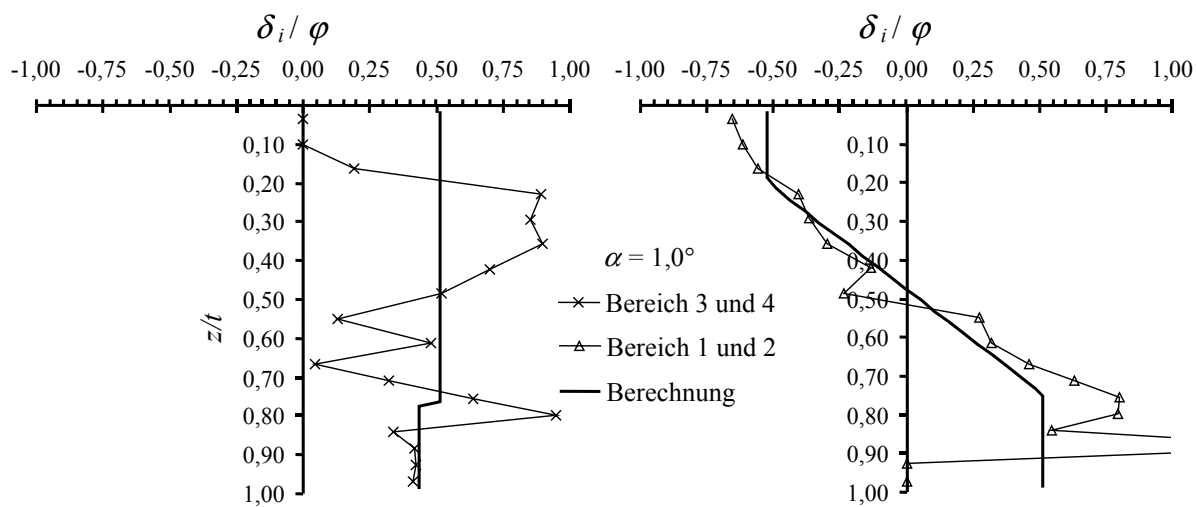
Normierter Erddruck nach Gleichung (3.6) für verschiedene Verschiebungszustände im Versuch II-A-20:

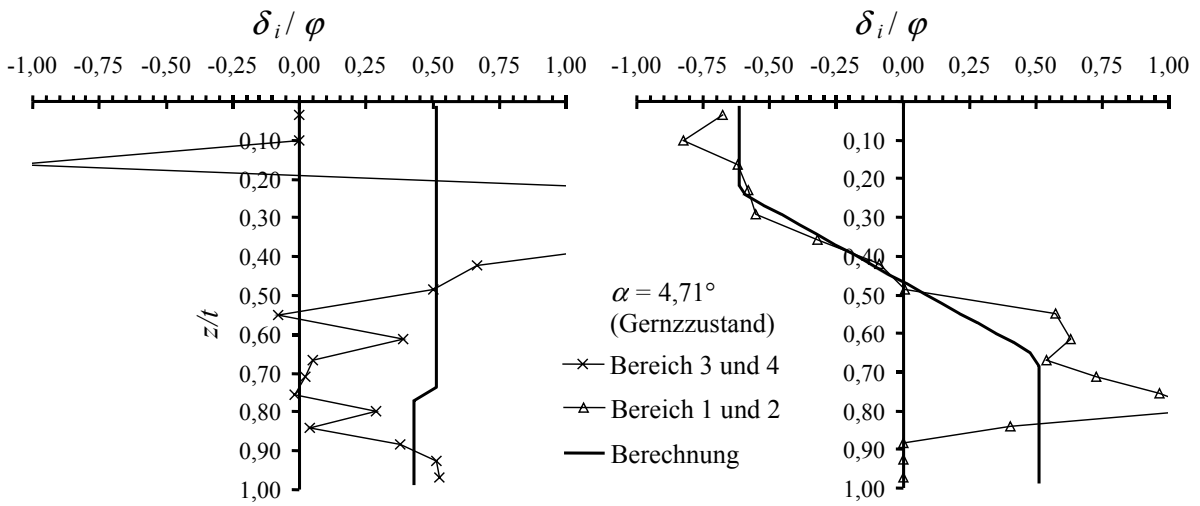
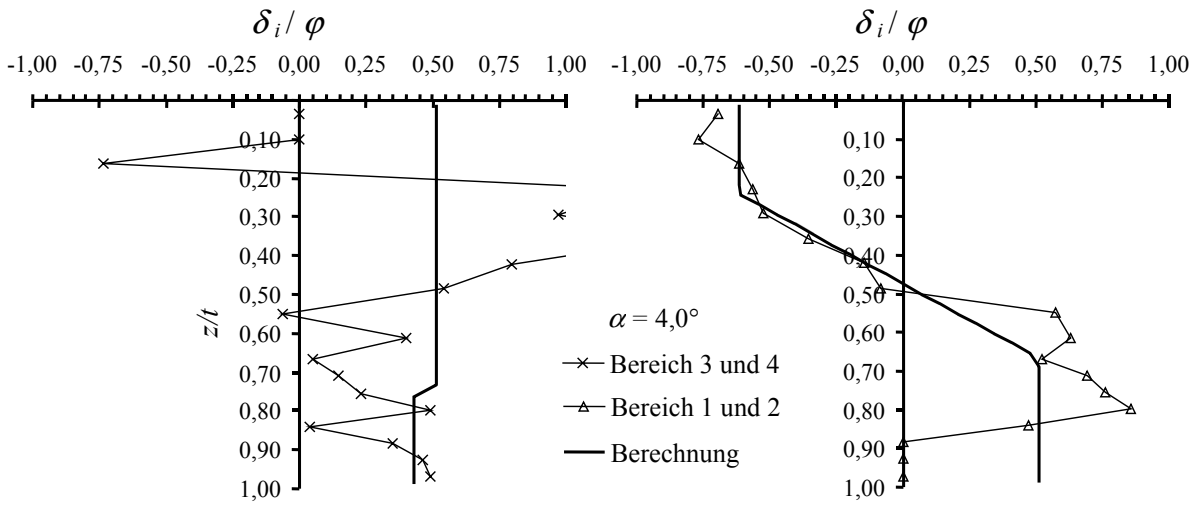




Vergleich des berechneten Erddruckneigungswinkels mit den gemessenen Erddruckneigungswinkel für verschiedene Verschiebungszustände im Versuch II-A-20:







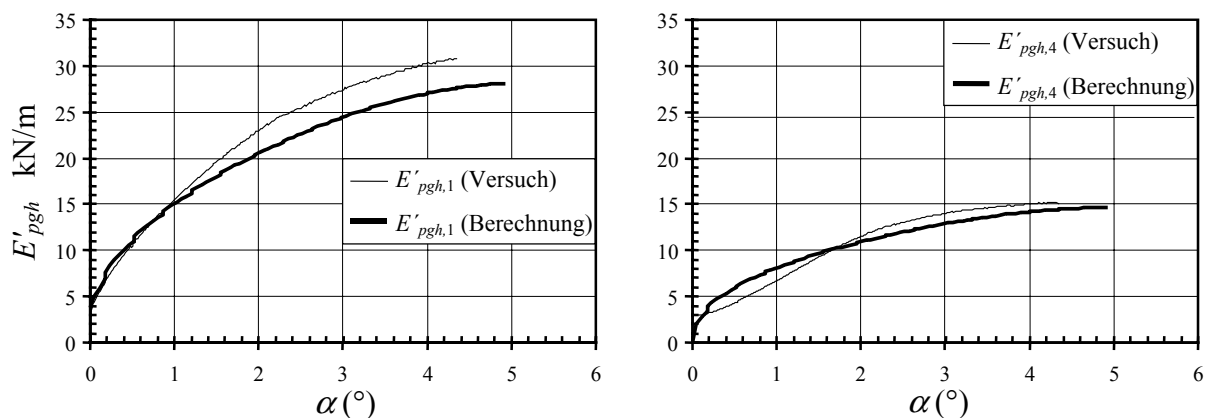


Bild A.19: Resultierende horizontale Kräfte in den Bereichen 1 und 4 (II-A-20)

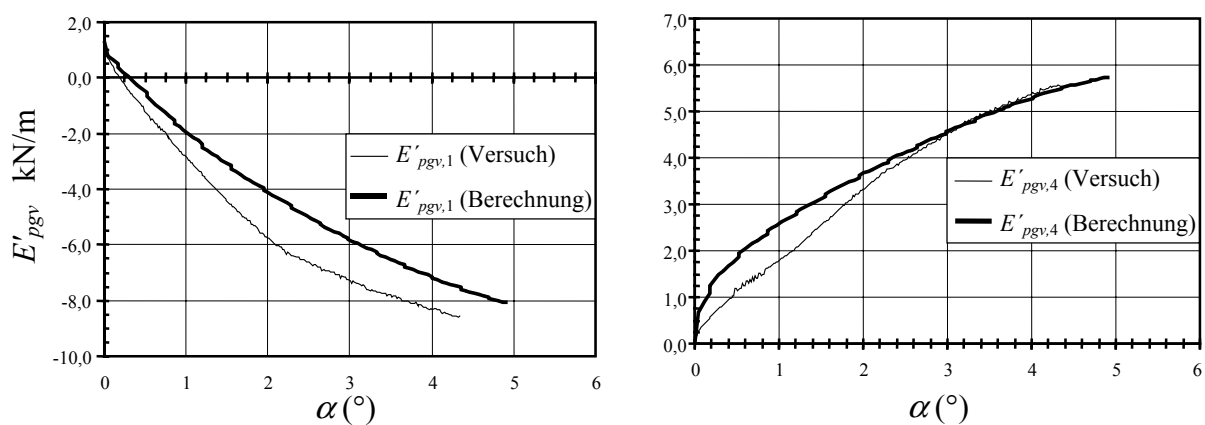


Bild A.20: Resultierende vertikale Kräfte in den Bereichen 1 und 4 (II-A-20)

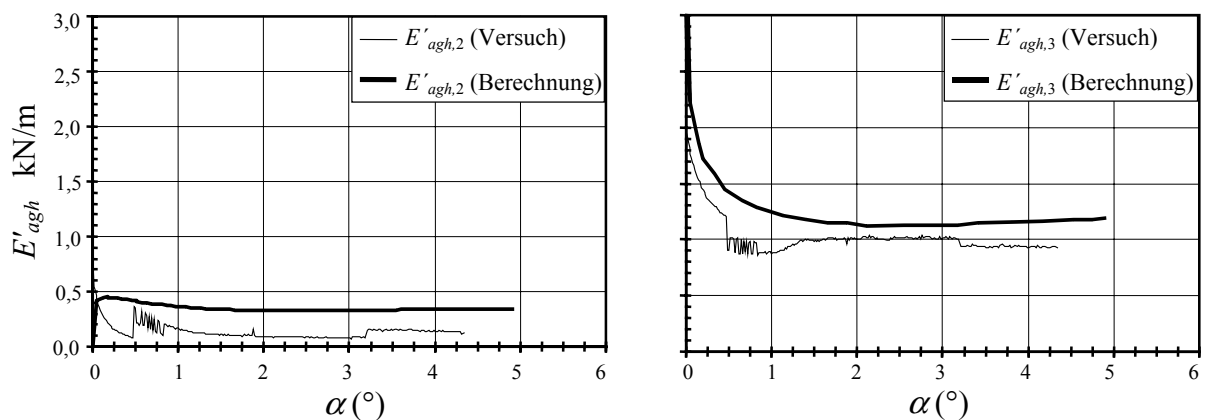


Bild A.21: Resultierende horizontale Kräfte in den Bereichen 2 und 3 (II-A-20)

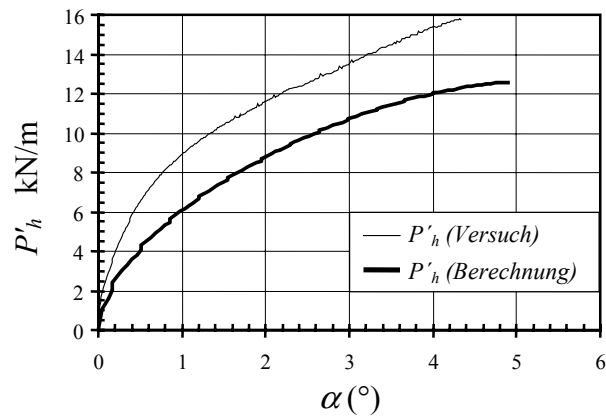


Bild A.22: Mobilisierung der horizontalen Kraft P_h (II-A-20)

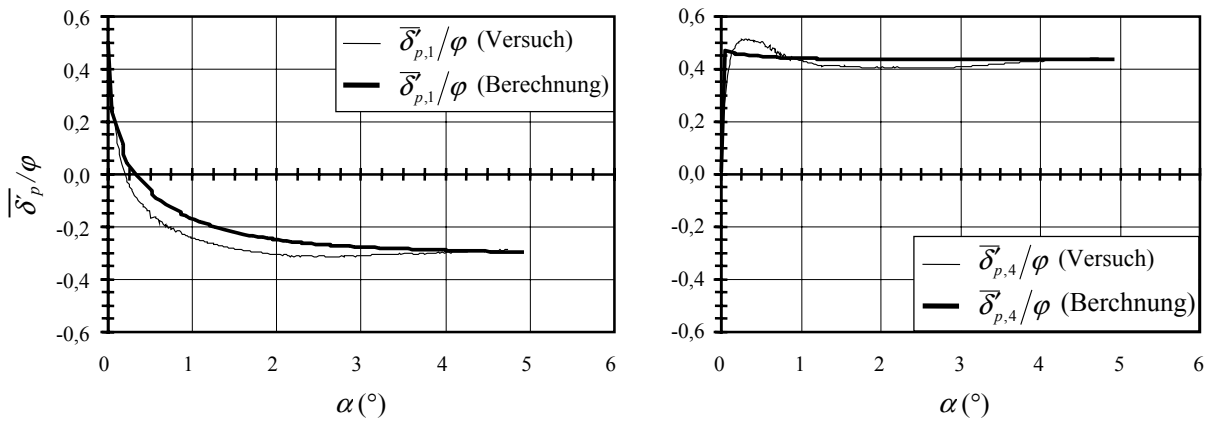


Bild A.23: Neigung des Erddrucks in den Bereichen 1 und 4 (II-A-20)

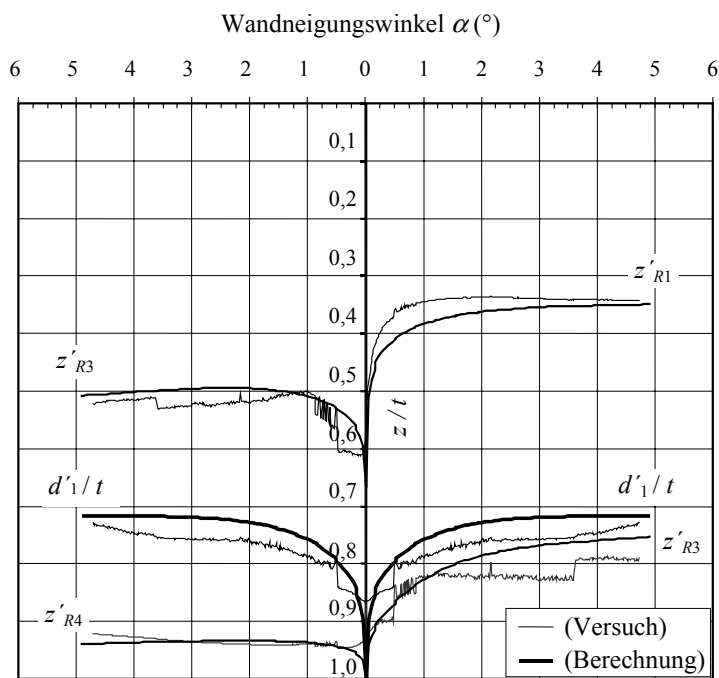


Bild A.24: Lage der Resultierenden aus Versuch und Berechnung (II-A-20)

A.3 Beispielberechnungen

Berechnung einer eingespannten Stützwand in dicht gelagertem Boden, s. Abschnitt 5.3, Beispiel 1.

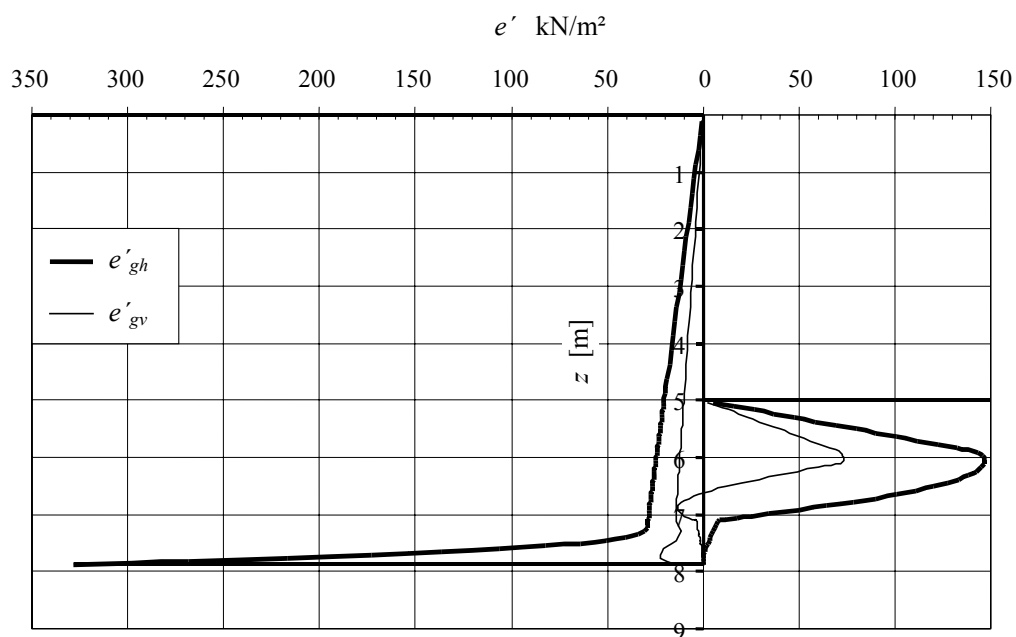


Bild A.25: Erddruckverteilung im Gebrauchszustand, $\eta=1,5$

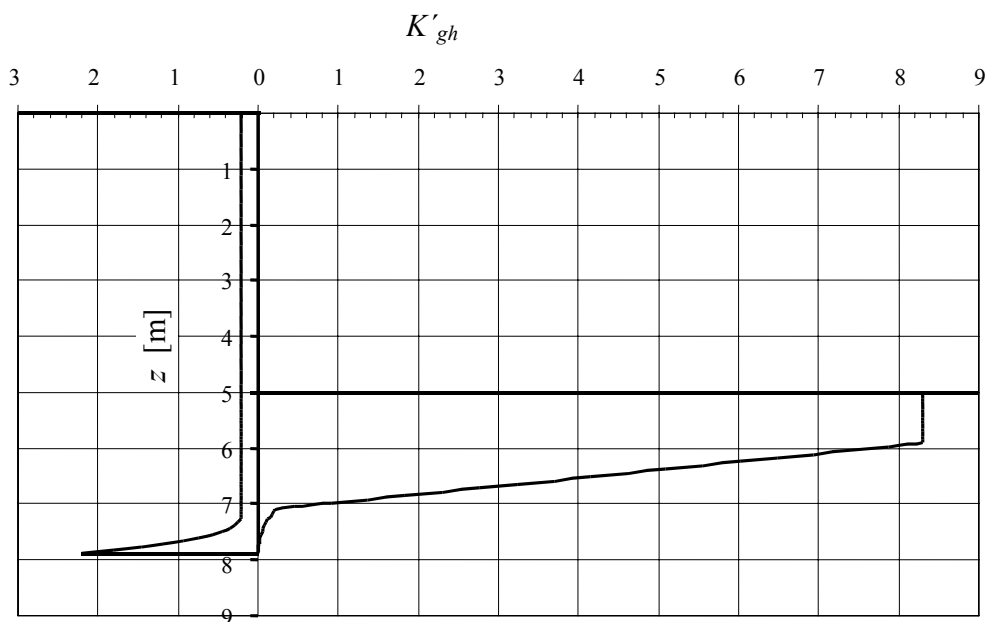


Bild A.26: Verteilung des normierten Erddruckes über die Tiefe im Gebrauchszustand

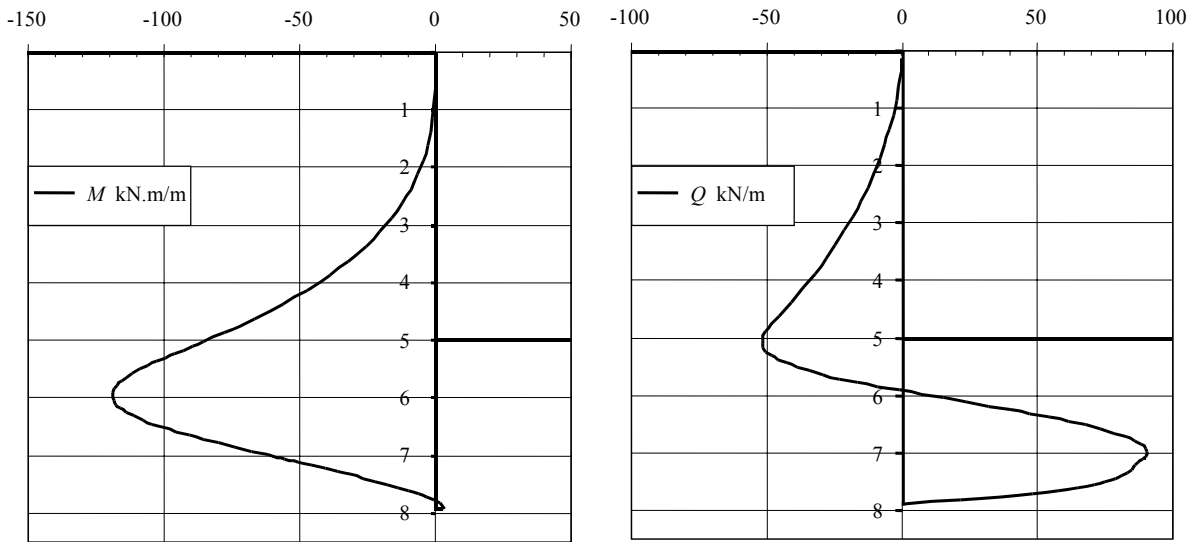


Bild A.27: Verlauf der Momente und der Querkräfte im Gebrauchszustand

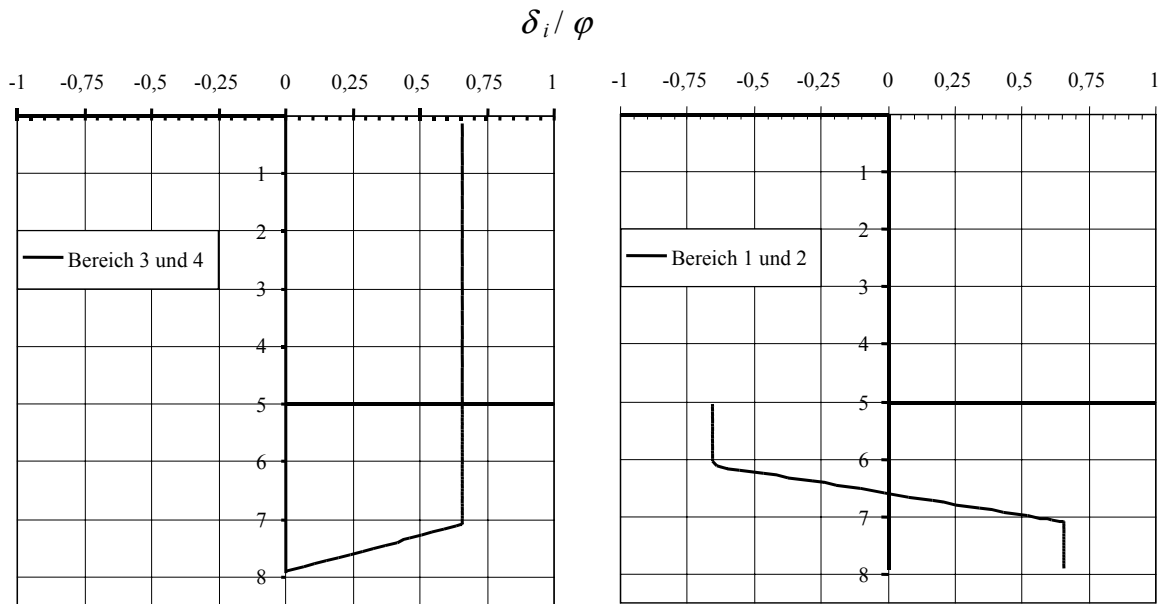


Bild A.28: normierte Erddruckneigung im Gebrauchszustand

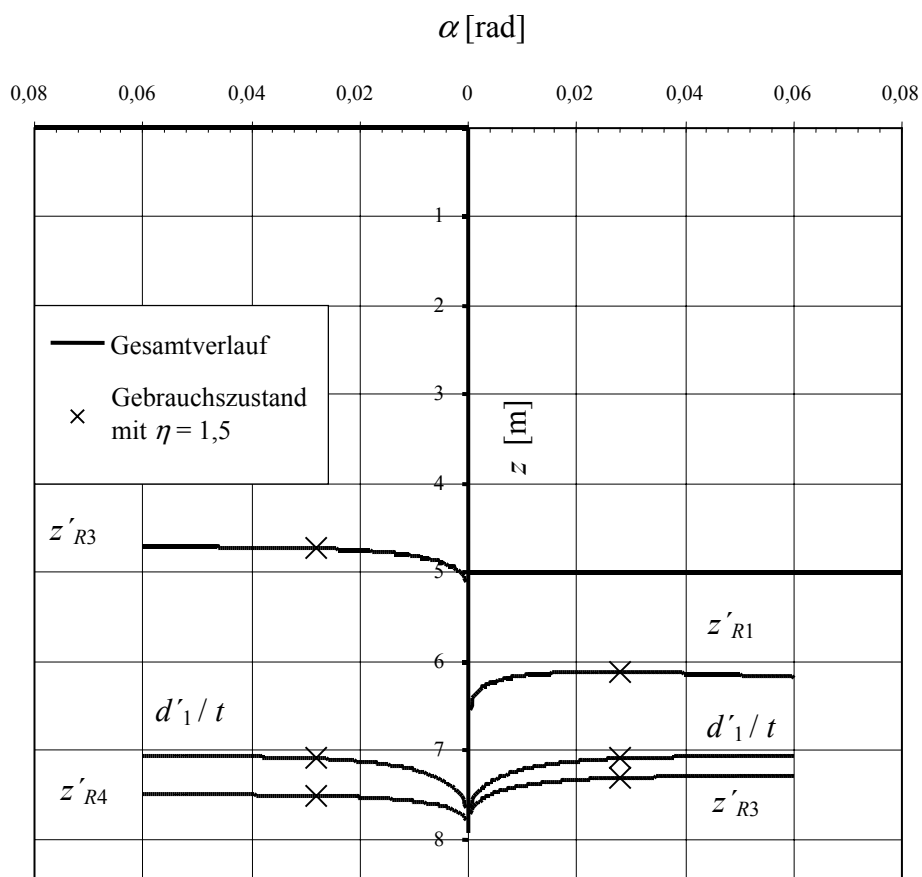


Bild A.29: Mobilisierung der Lage der Resultierenden

Vergleichsberechnungen mit dem Verfahren von BLUM gemäß Abschnitt 5.3:

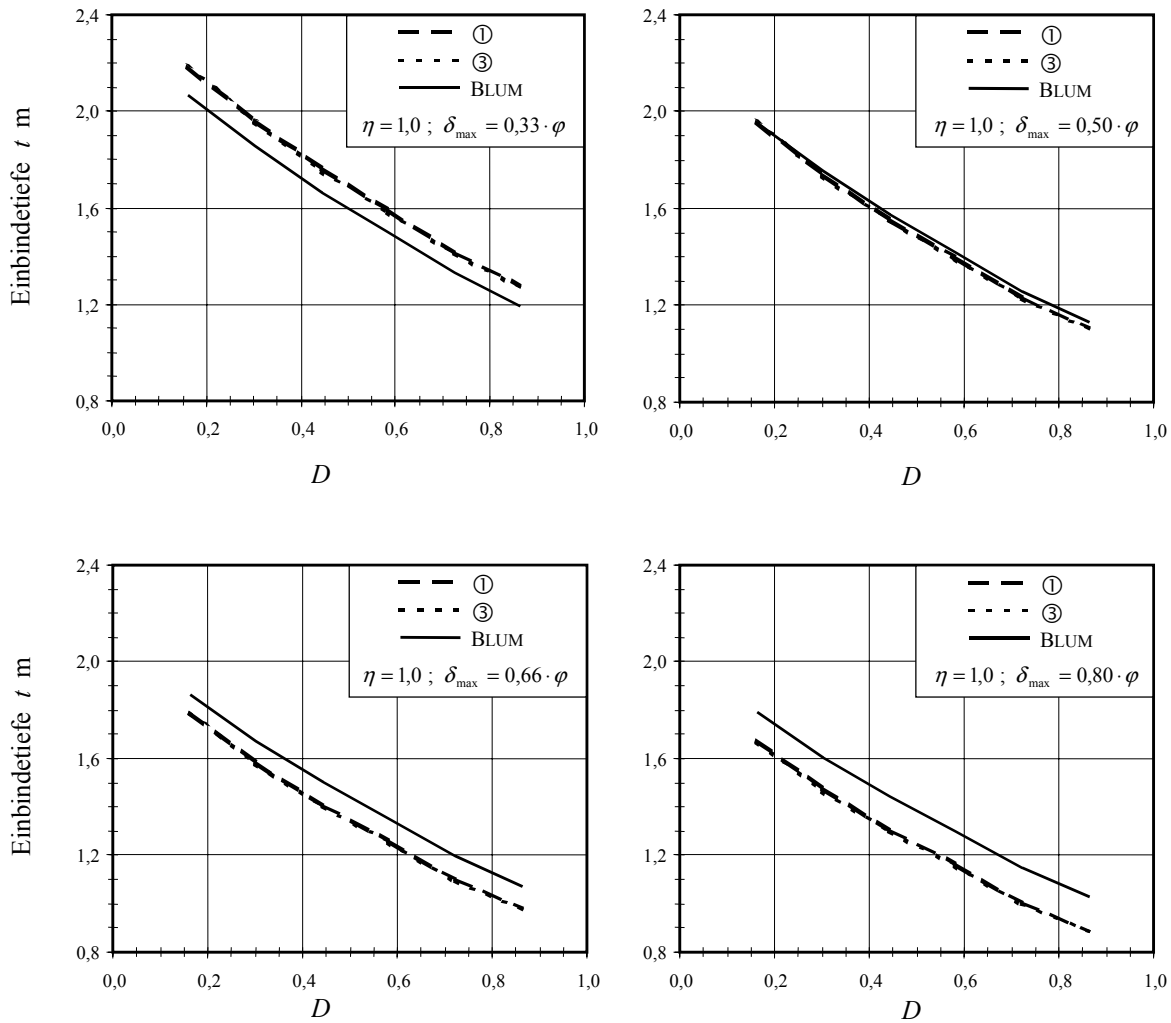


Bild A.30: Ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 3 \text{ m}$, $\eta=1,0$

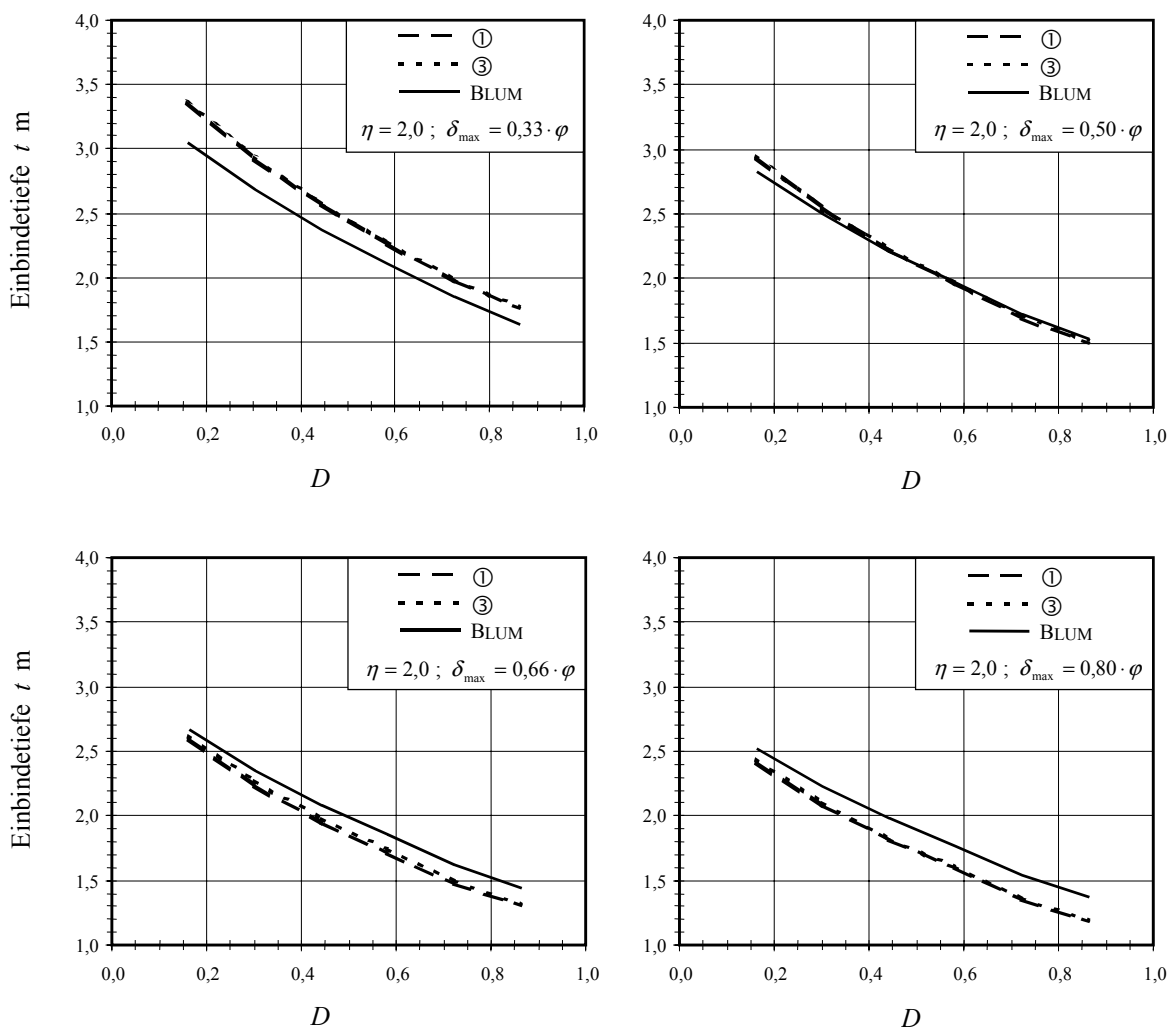


Bild A.31: Ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 3$ m, $\eta=2,0$

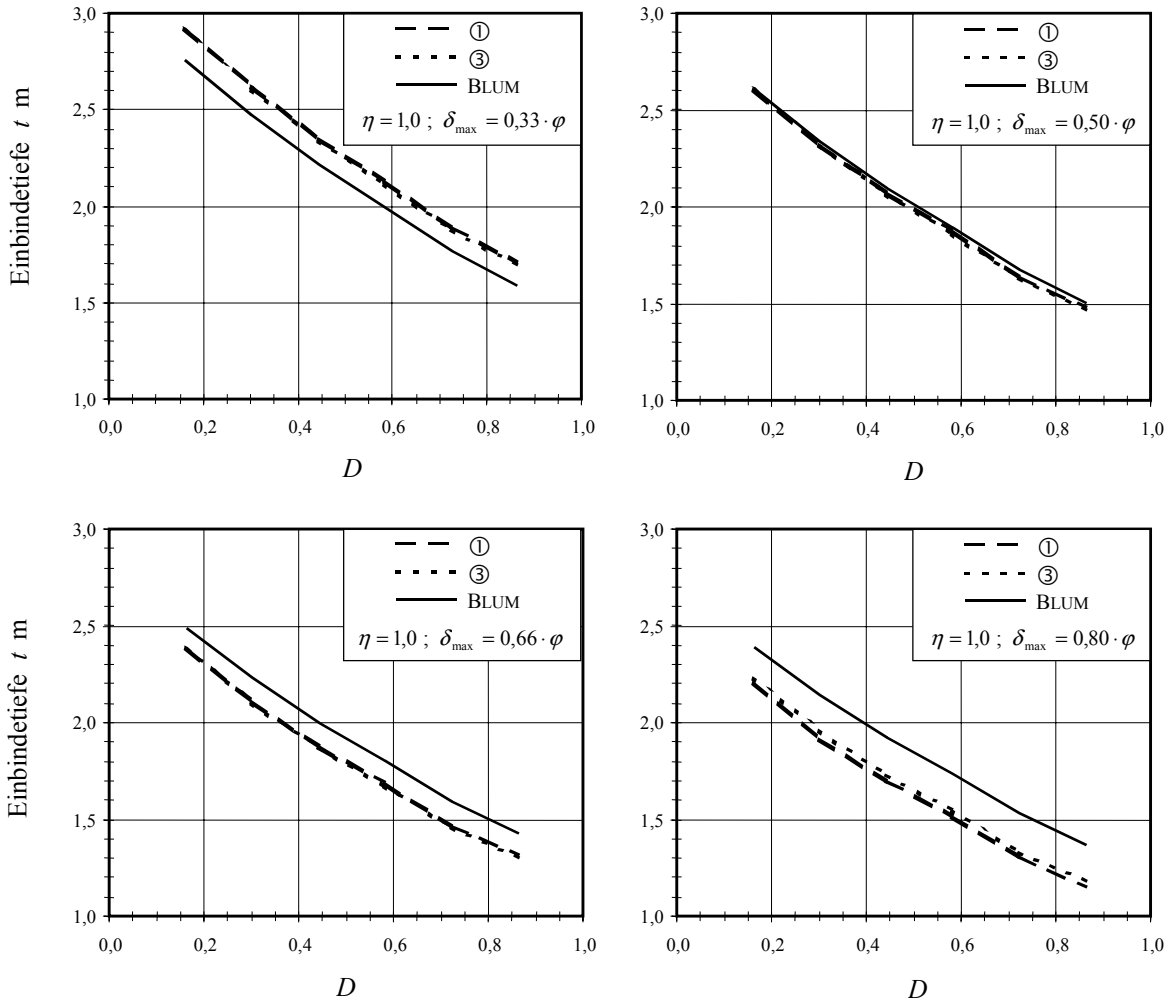


Bild A.32: Ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 4$ m, $\eta = 1,0$

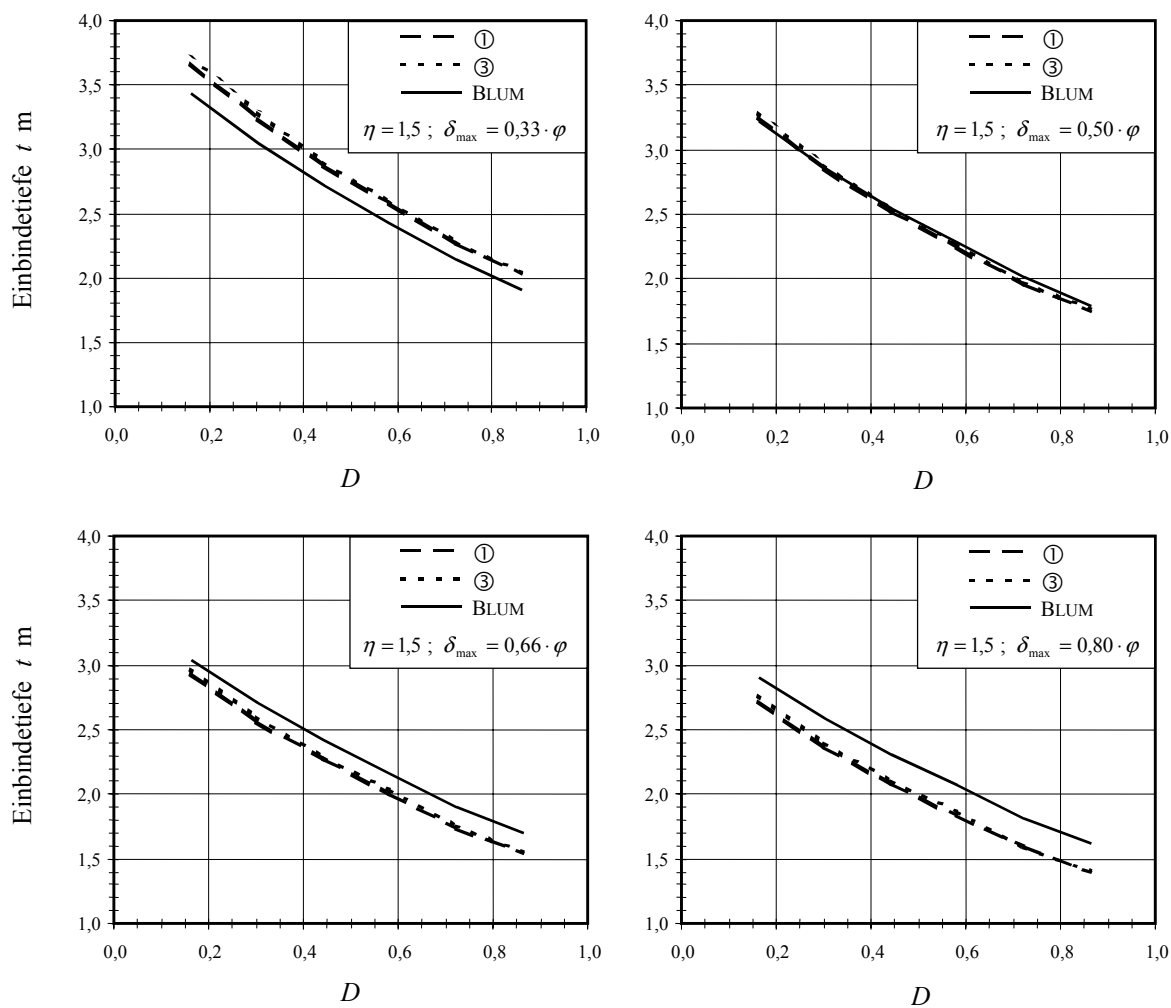


Bild A.33: Ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 4 \text{ m}$, $\eta=1,5$

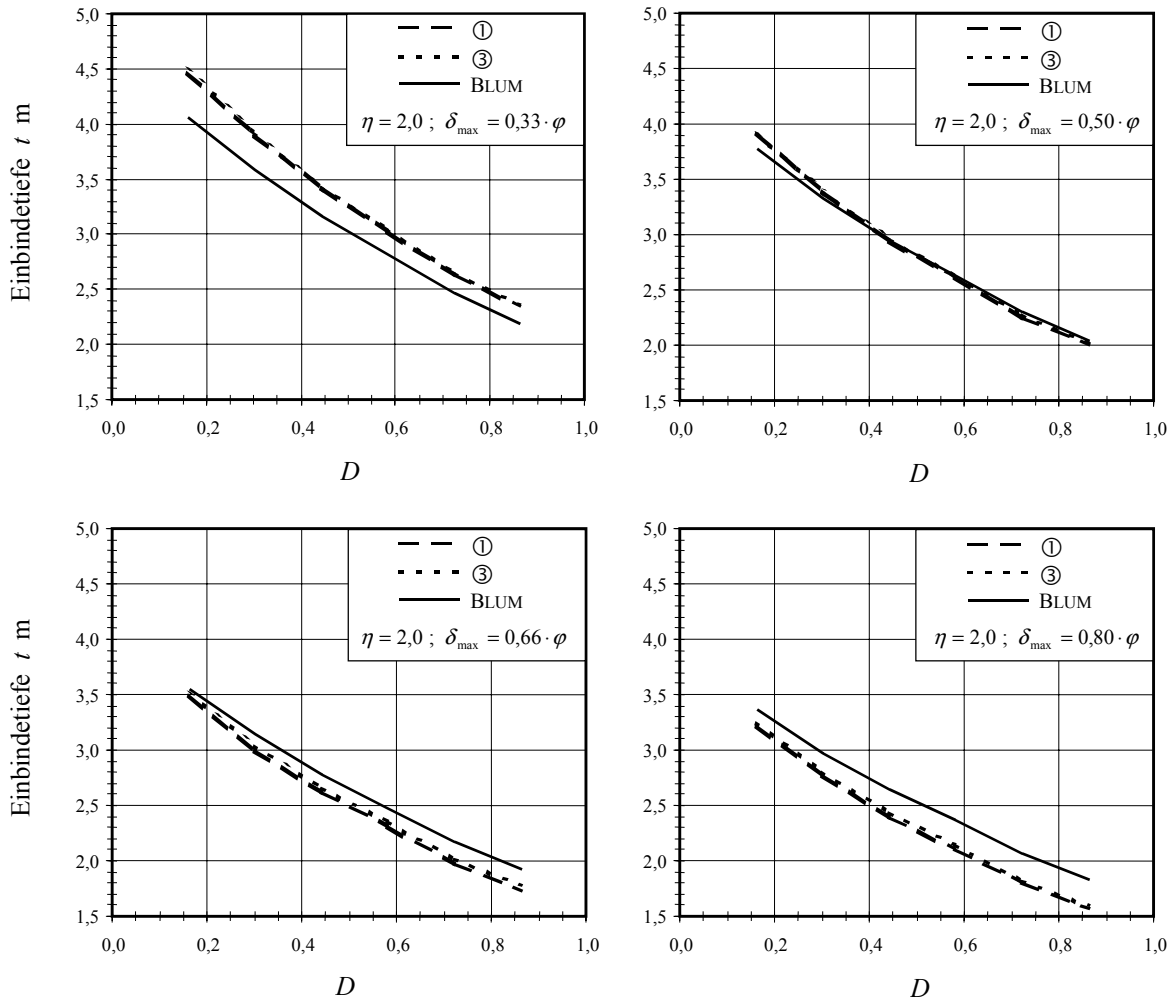


Bild A.34: Ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 4 \text{ m}$, $\eta=2,0$

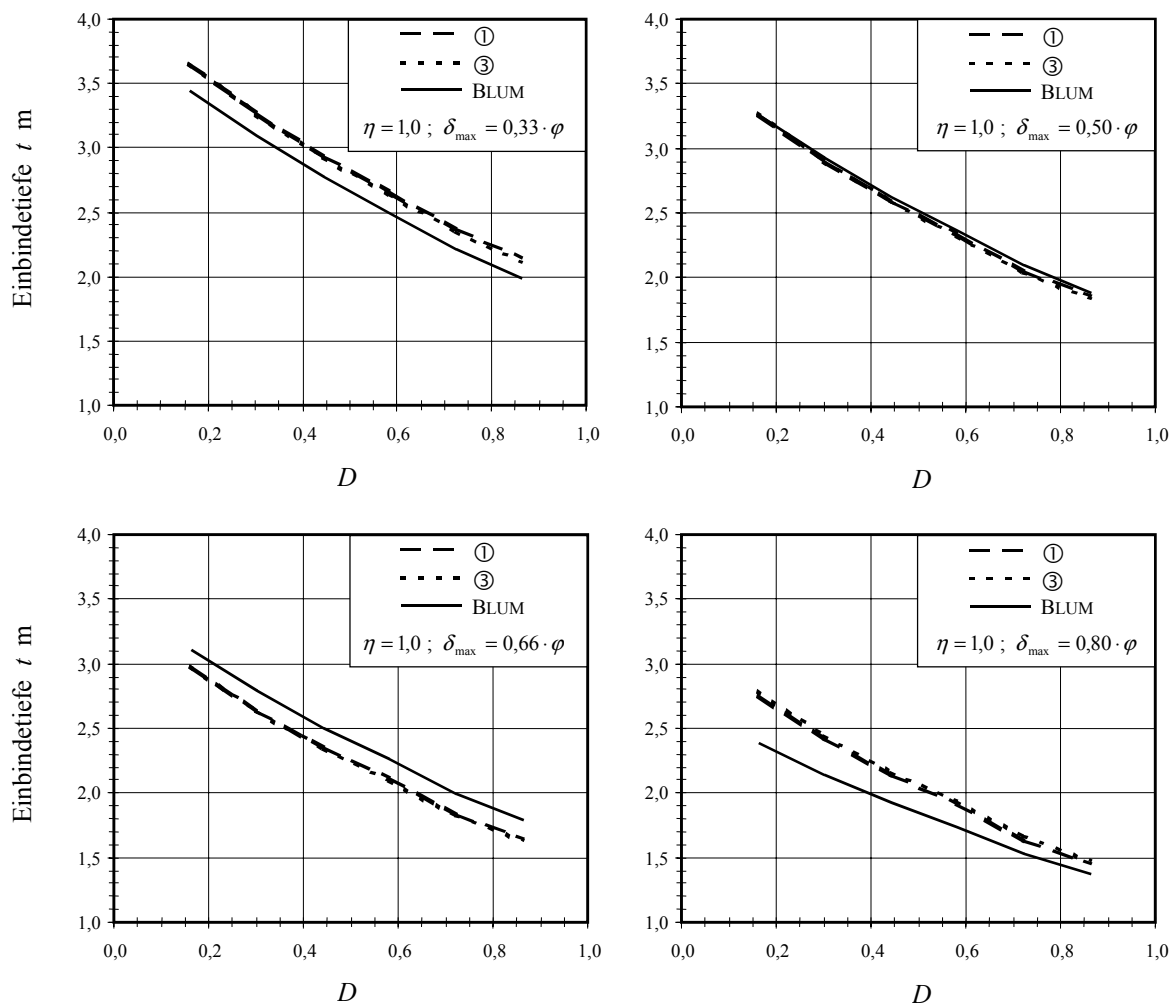


Bild A.35: Ermittelte Einbindtiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 5$ m, $\eta = 1,0$

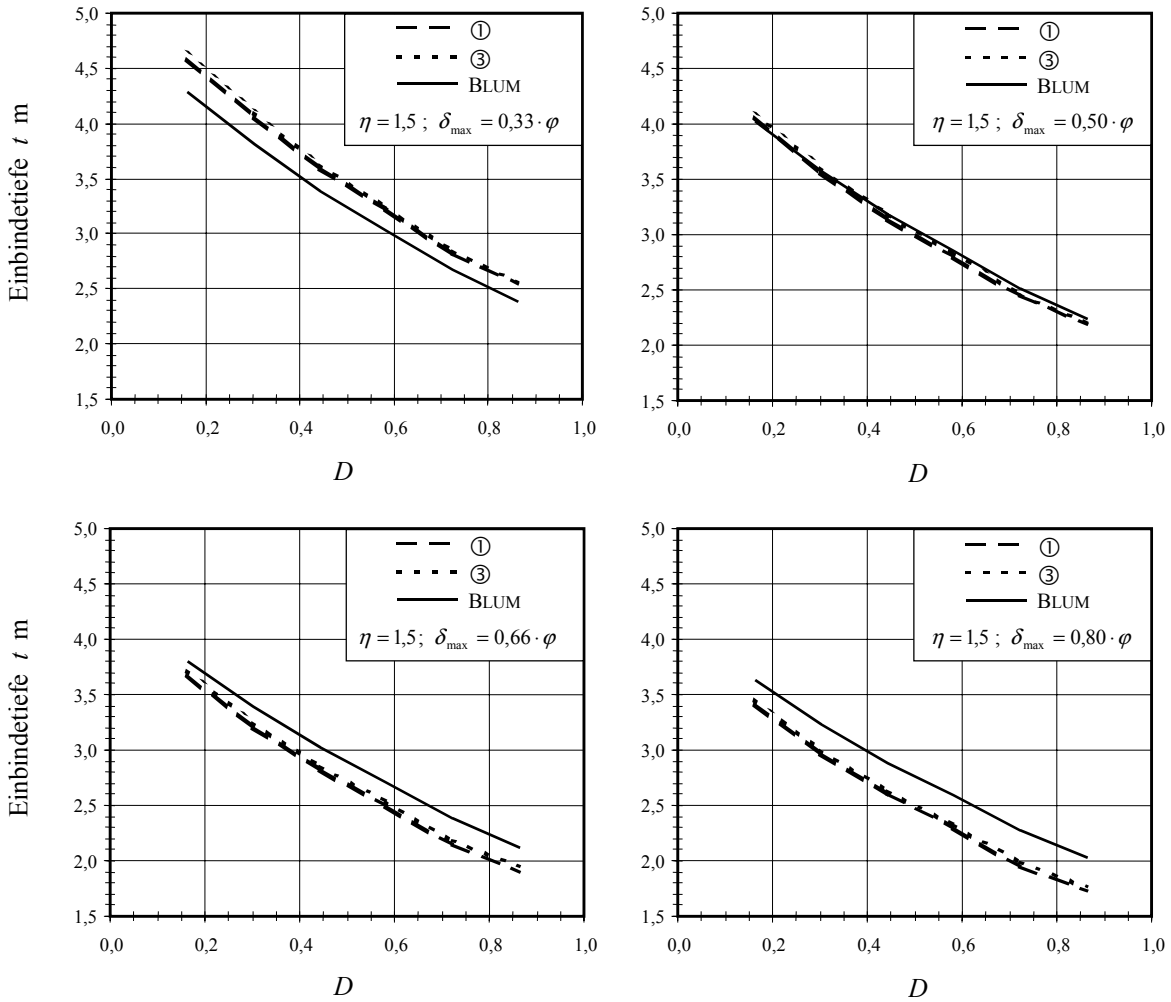


Bild A.36: Ermittelte Einbindetiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 5 \text{ m}$, $\eta = 1,5$

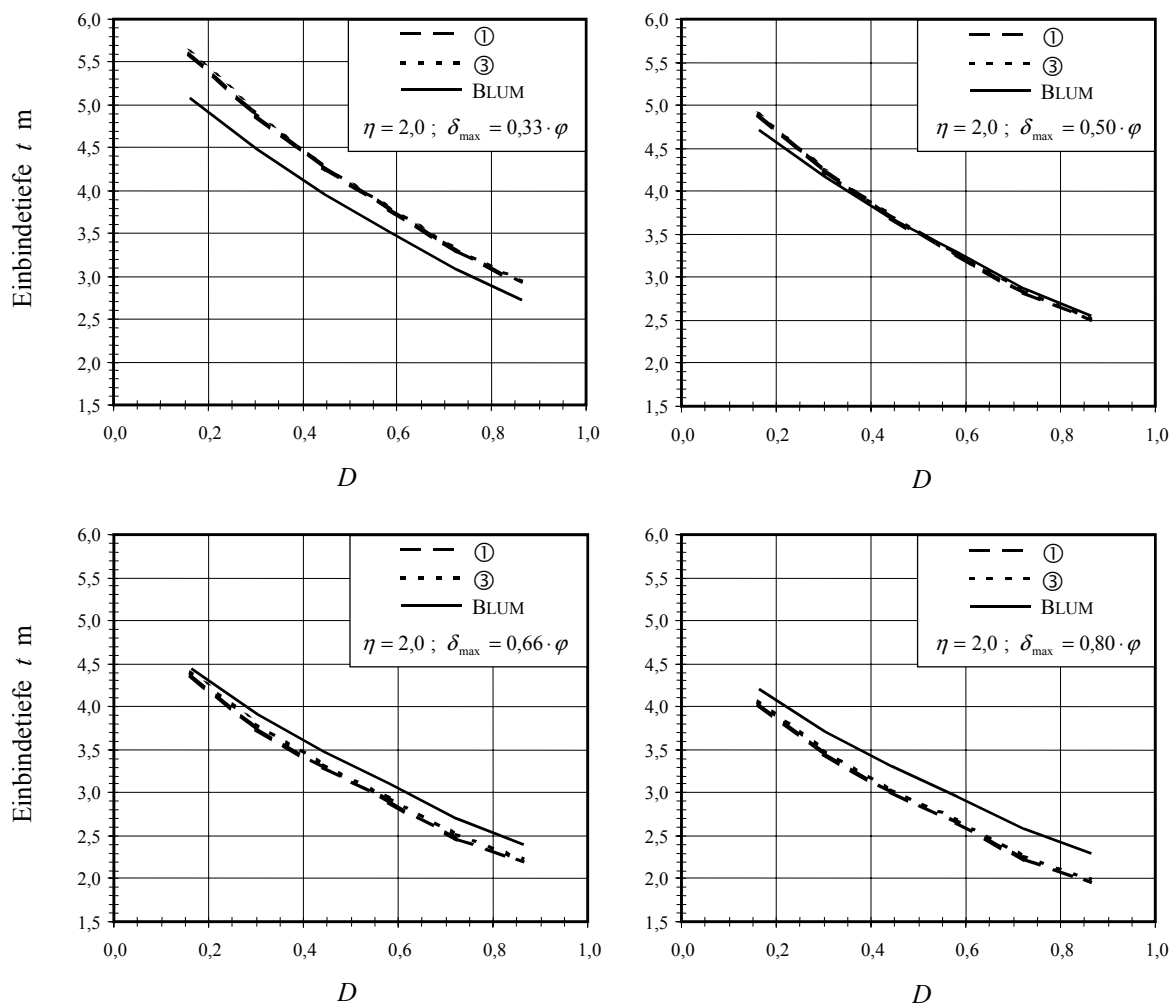


Bild A.37: Ermittelte Einbindtiefe t in Abhängigkeit der Wandreibungswinkel und der Lagerungsdichte D für eine freie Standhöhe von $h = 5$ m, $\eta=2,0$

Anhang B

B.1 Versuchsergebnisse anderer Autoren

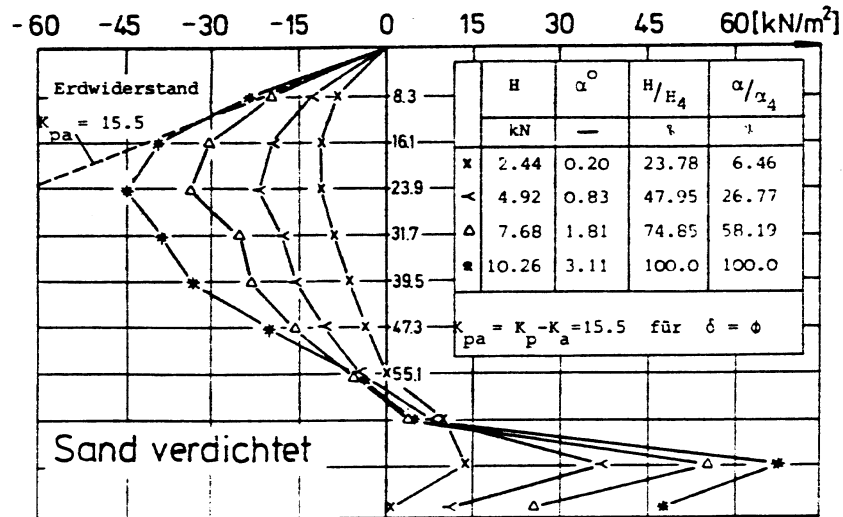


Bild B.1: Resultierende Erddruckverteilung beim Versuch von LAUMANS [57]

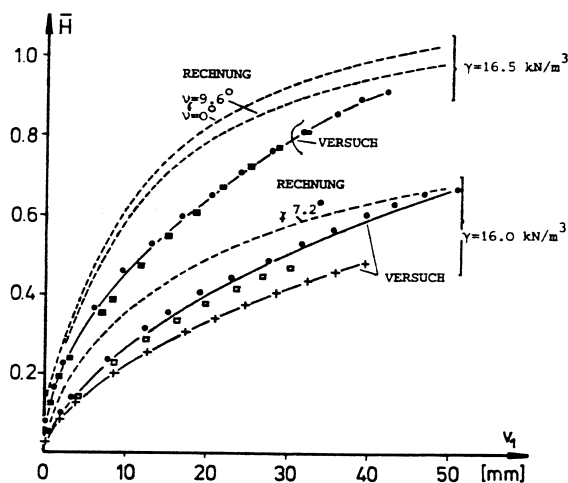


Bild B.2: Abhängigkeit der Last H von der Wandverschiebung, LAUMANS [57]

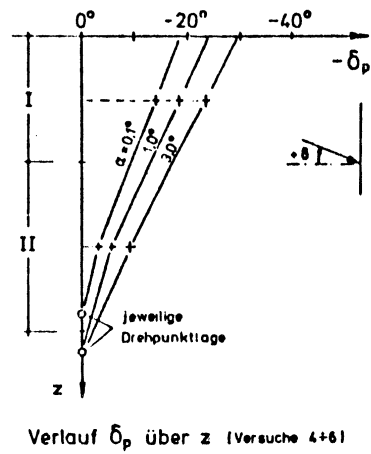


Bild B.3: Verlauf der Erddruckneigungswinkel im Bereich 1 nach LAUMANS [57]

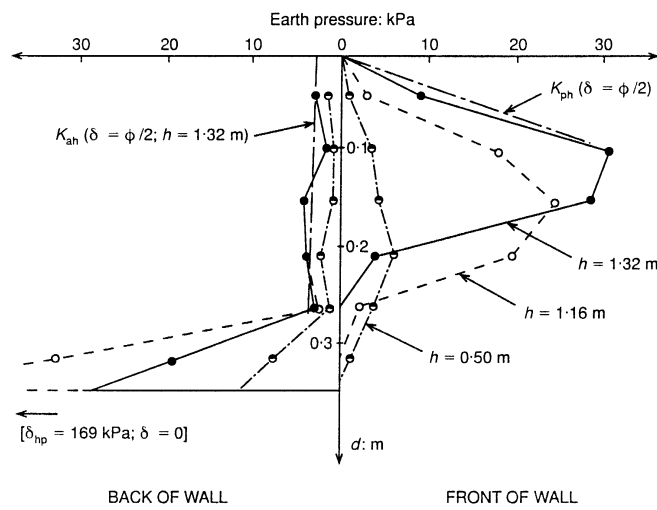


Bild B.4: Erddruckverteilung in Abhängigkeit der Höhe h nach BICA & CLAYTON [17]

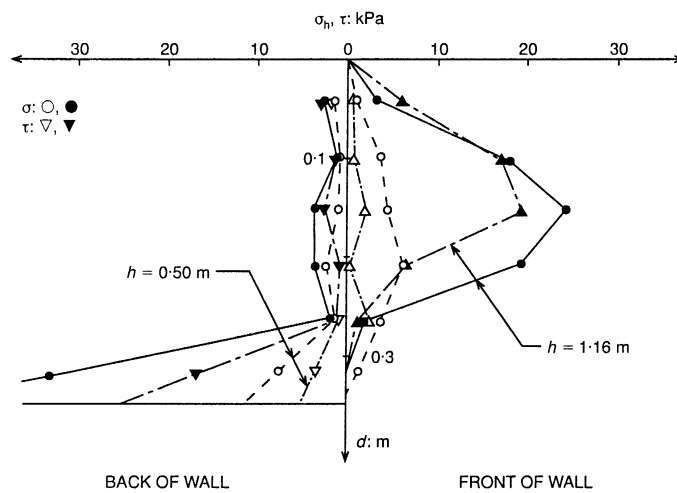


Bild B.5: Verteilung der normalen und tangentialen Spannung nach BICA & CLAYTON [17]

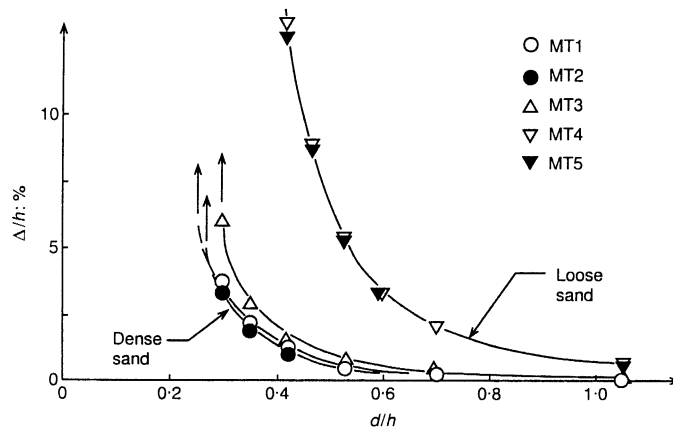


Bild B.6: normierte Kopfverschiebung nach BICA & CLYTON [17]

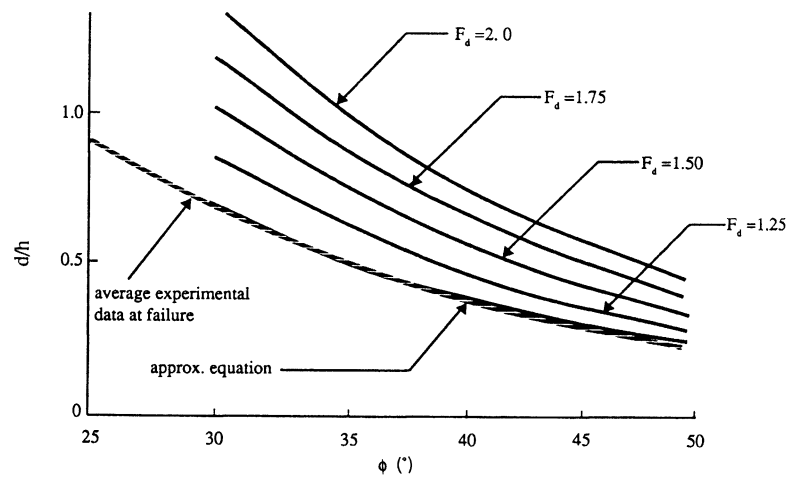


Bild B.7: Bemessungskurven für eine erste Abschätzung der Einbindetiefe für Spundwände nach BICA & CLAYTON [16]

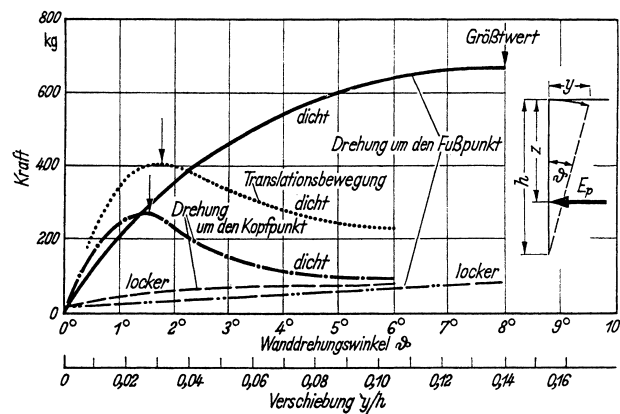


Bild B.8: Mobilisierung der passiven Erddruckkraft in Abhängigkeit von der Wandverschiebung nach ROSCOE [6]

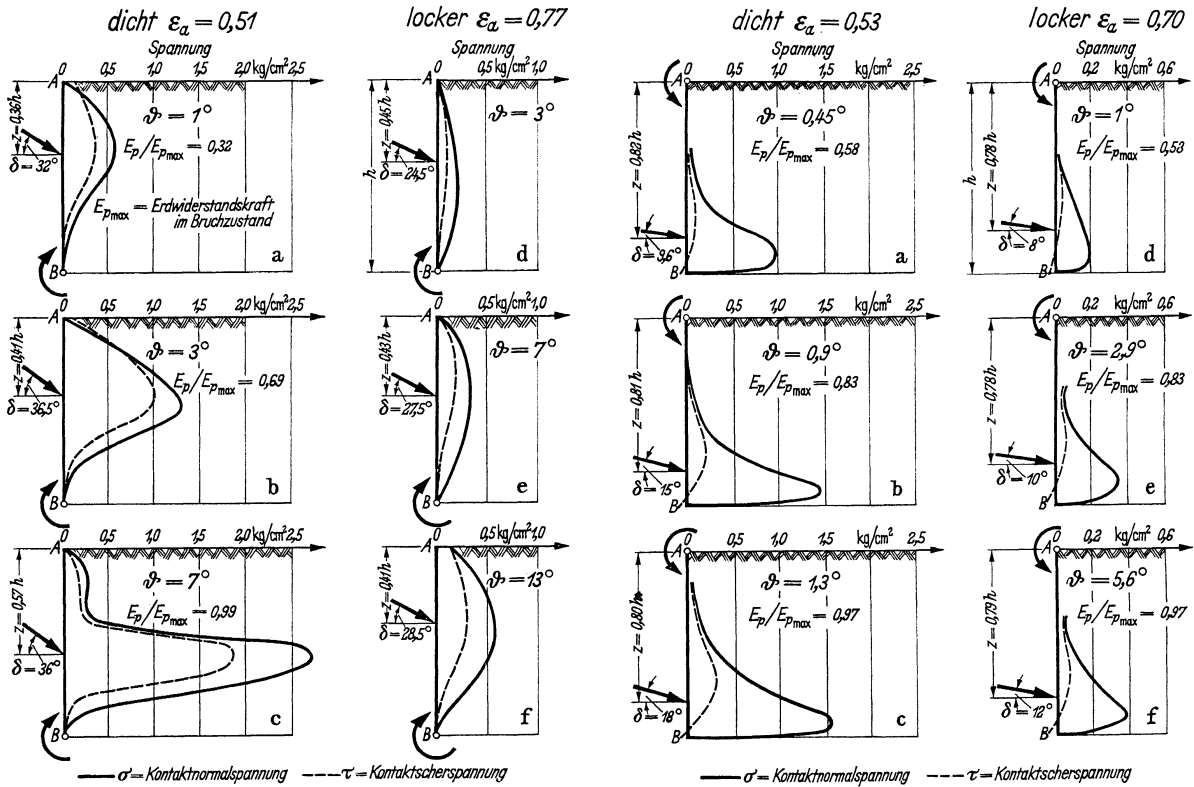


Bild B.9: Spannungverteilung hinter der Wand nach ROSCOE [6]

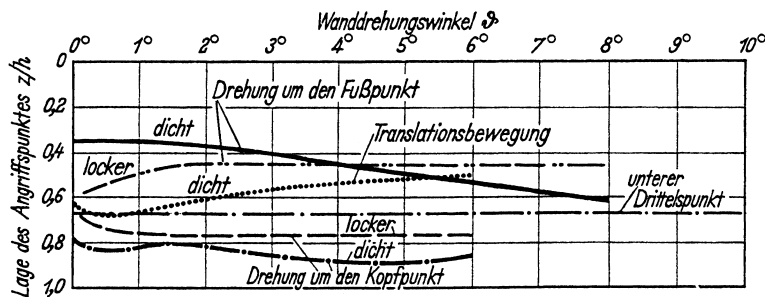


Bild B.10: Lage des Angriffspunktes der passiven Erddruckkraft nach ROSCOE [6]

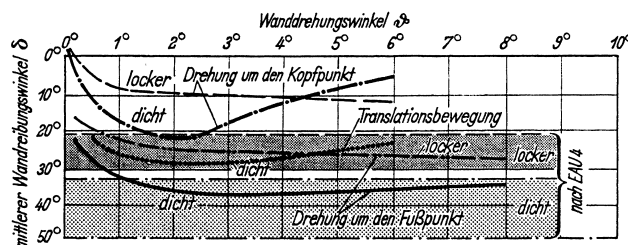


Bild B.11: Mobilisierung des Wandreibungswinkels in Abhängigkeit von der Wanddrehung nach ROSCOE [6]

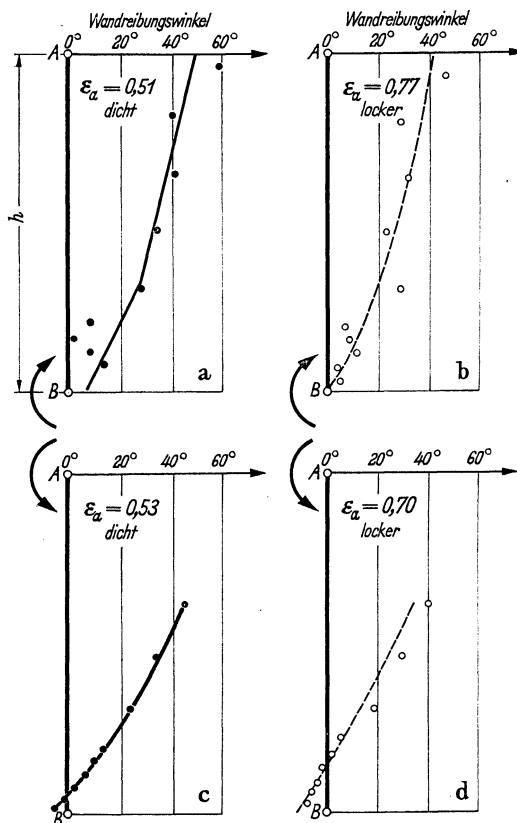


Bild B.12: Verteilung des Wandreibungswinkels hinter der Wand nach ROSCOE [71]

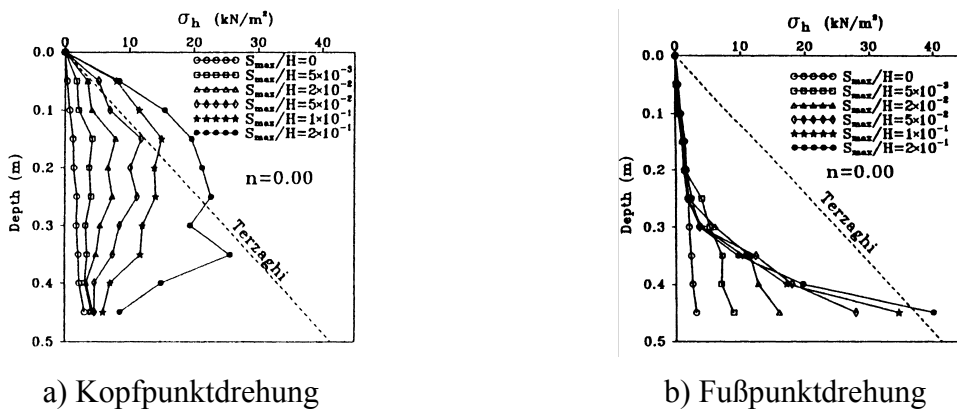


Bild B.13: Erddruckverteilung nach FANG – CHEN - WU [33]

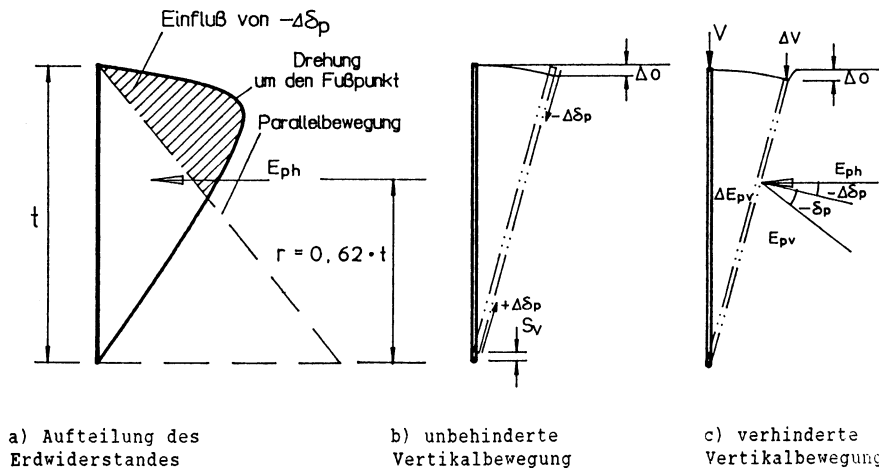


Bild B.14: Verteilung des passiven Erddruckes bei Drehung um den Fußpunkt nach MAO [59]

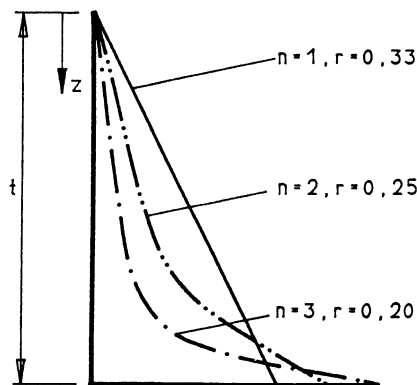


Bild B.15: Verteilung des passiven Erddruckes bei Drehung um den Kopfpunkt nach Mao [59]

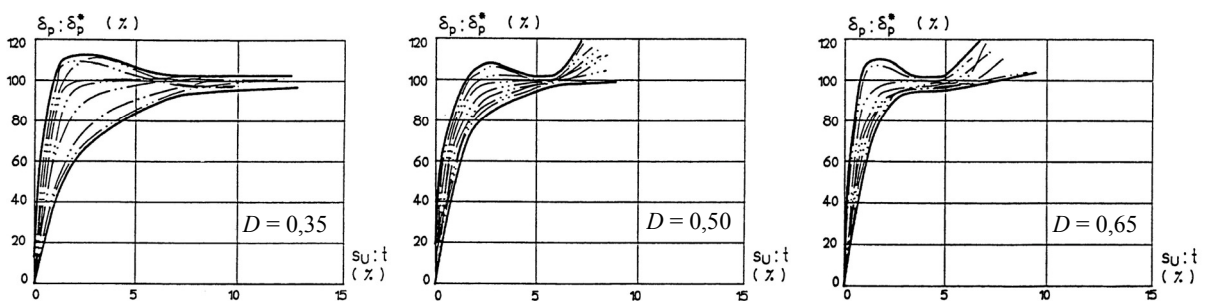


Bild B.16: Mobilisierung des Wandreibungswinkels bei Kopfpunktdrehung nach MAO [59]

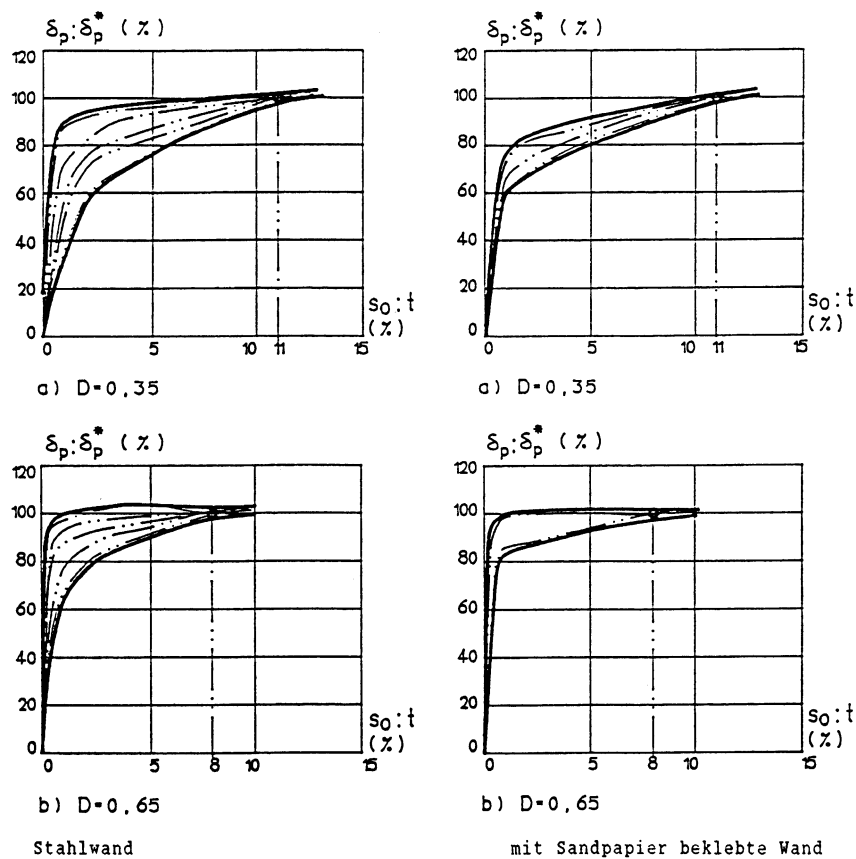


Bild B.17: Mobilisierung des Wandreibungswinkels bei Fußpunktdrehung nach MAO [59]

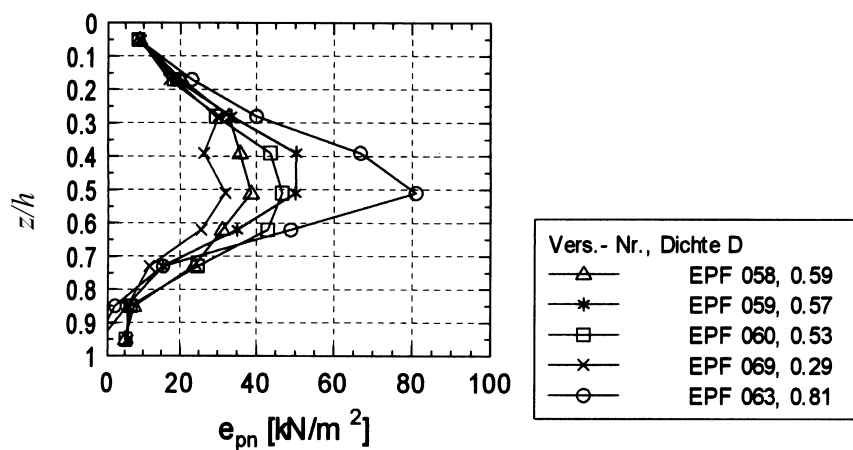


Bild B.18: Erddruckverteilung bei Fußpunktdrehung nach SIEBER [77]

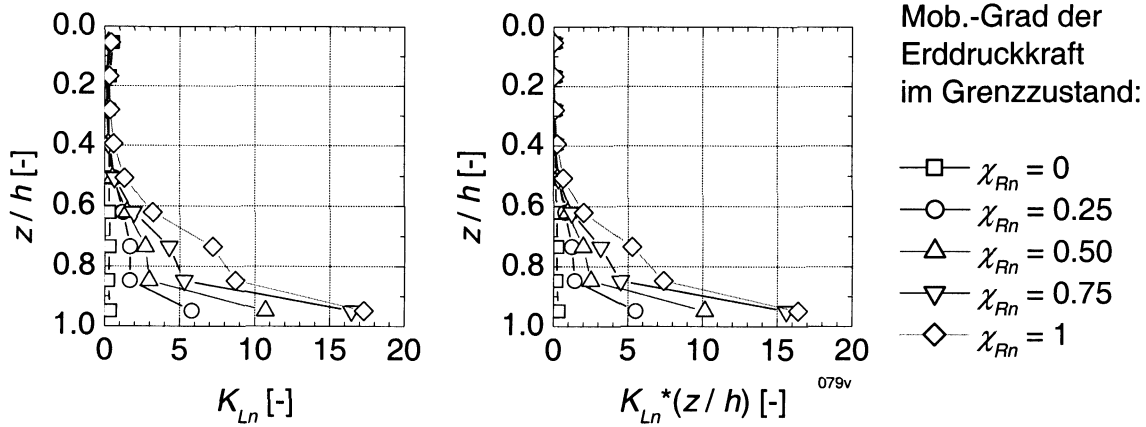


Bild B.19: Mobilisierung des Normalanteils des Erddruckes bei Kopfpunktdrehung nach BARTL [13]

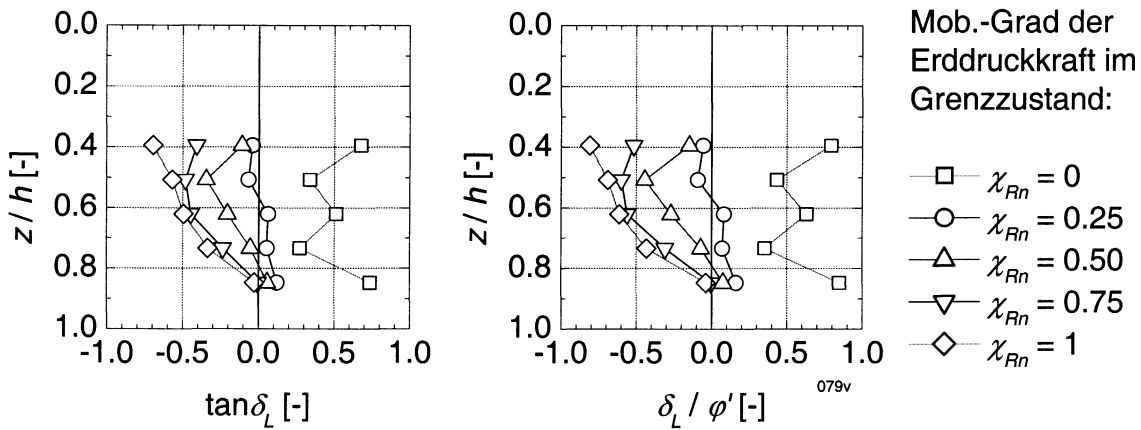


Bild B.20: Verteilung des Erddruckneigungswinkels für Kopfpunktdrehung nach BARTL [13]

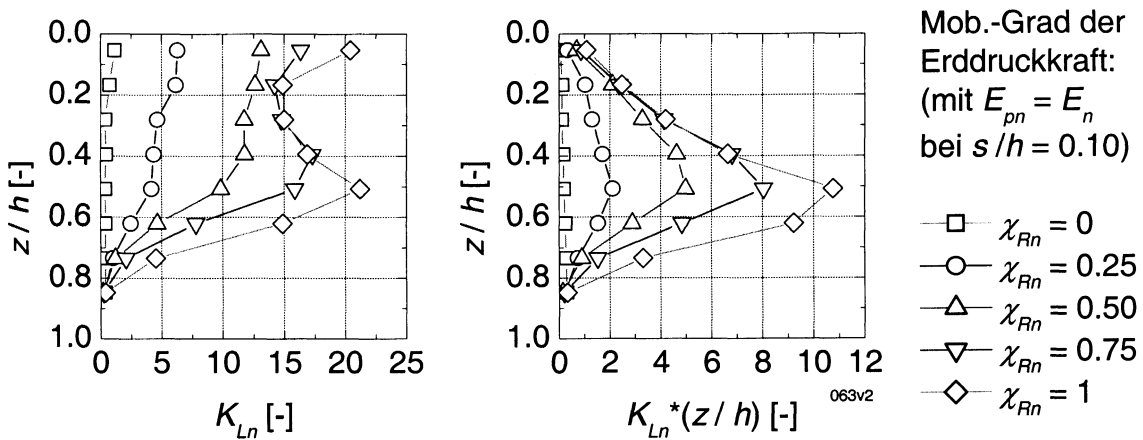


Bild B.21: Mobilisierung des Normalanteils des Erddruckes bei Fußpunktdrehung nach BARTL [13]

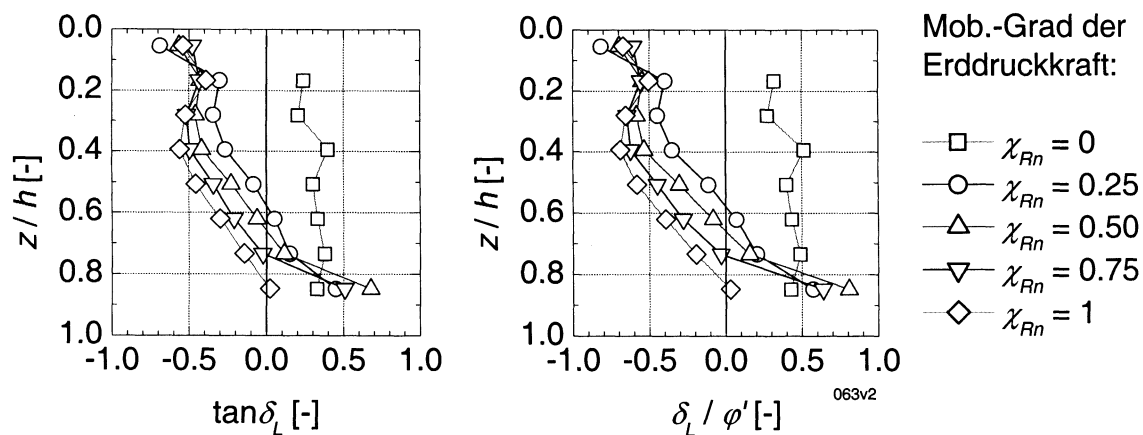
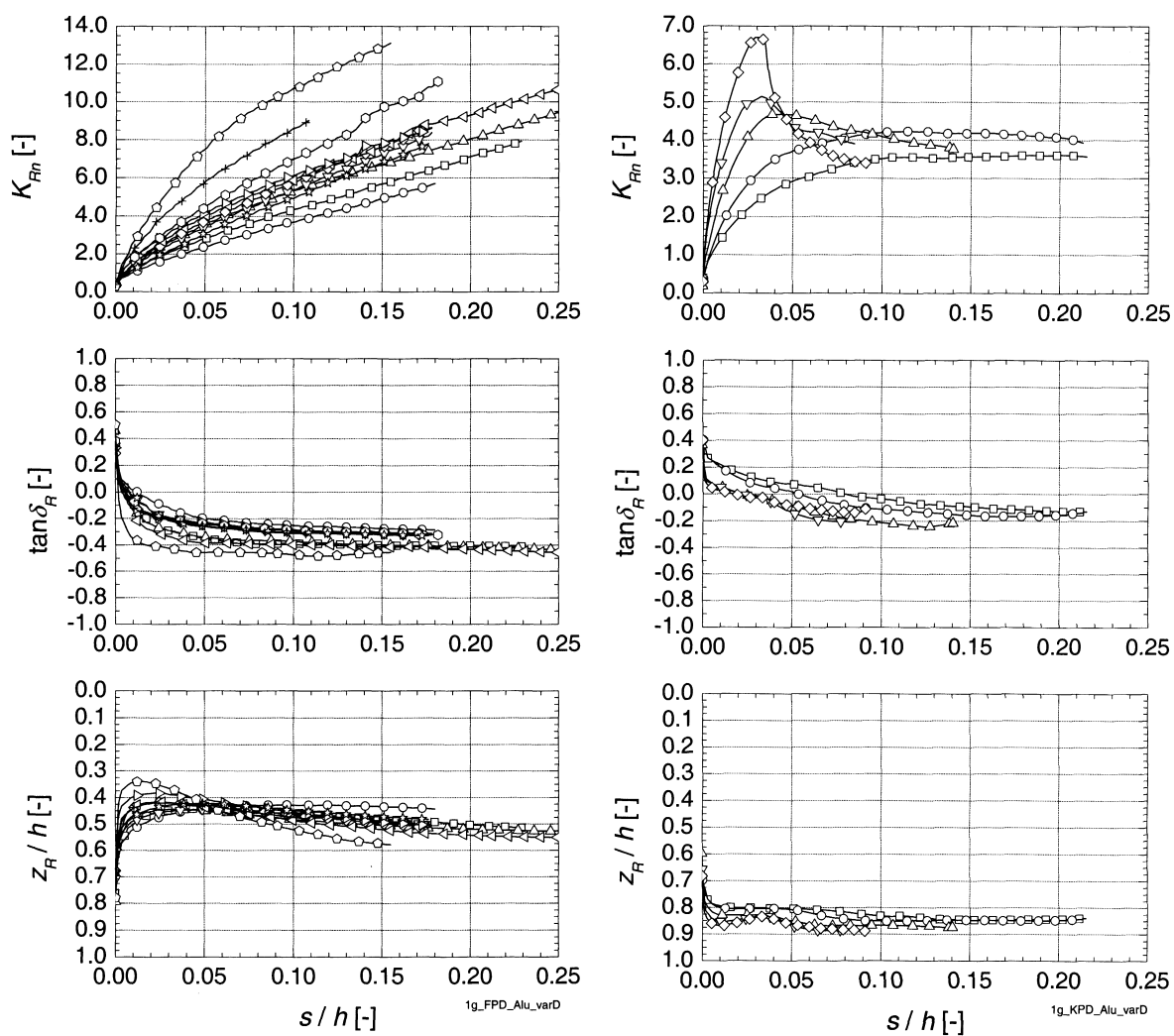


Bild B.22: Verteilung des Erddruckneigungswinkels für Fußpunktdrehung nach BARTL [13]



a) Fußpunktdrehung

b) Kopfpunktdrehung

Bild B.23: Mobilisierung der Erddruckkraft bei Variation der Lagerungsdichte nach BARTL [13]

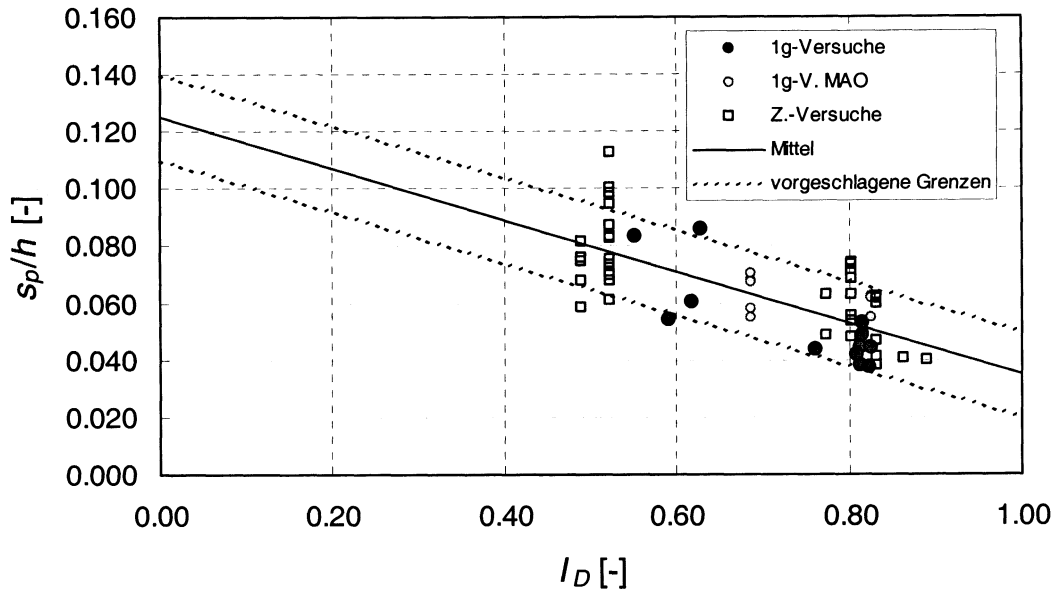


Bild B.24: Normierte passive Grenzverschiebung für Parallelverschiebung bei Variation der Lagerungsdichte, der Wandoberfläche und des Spannungsniveaus, nach BARTL [13]

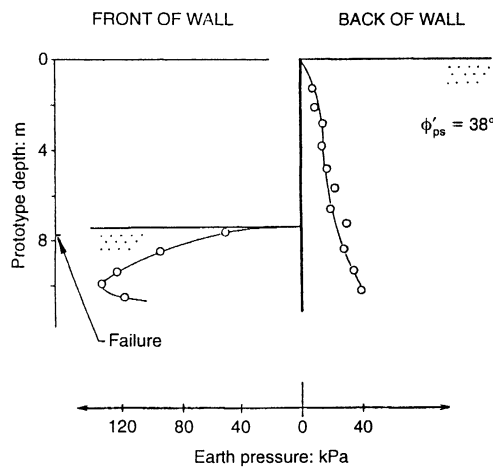


Bild B.25: Erddruckverteilung im Grenzzustand nach LYNDON & PEARSON [58]

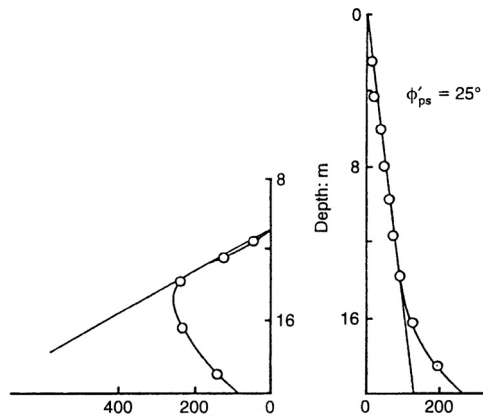


Bild B.26: Erddruckverteilung im Grenzzustand nach FOURIE & POTTS [34]

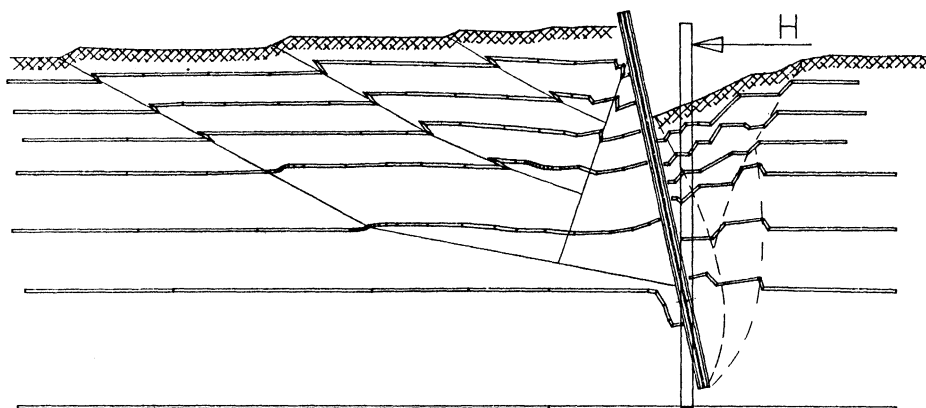


Bild B.27: Verformung des Bodens im Bruchzustand nach RAUH [70]

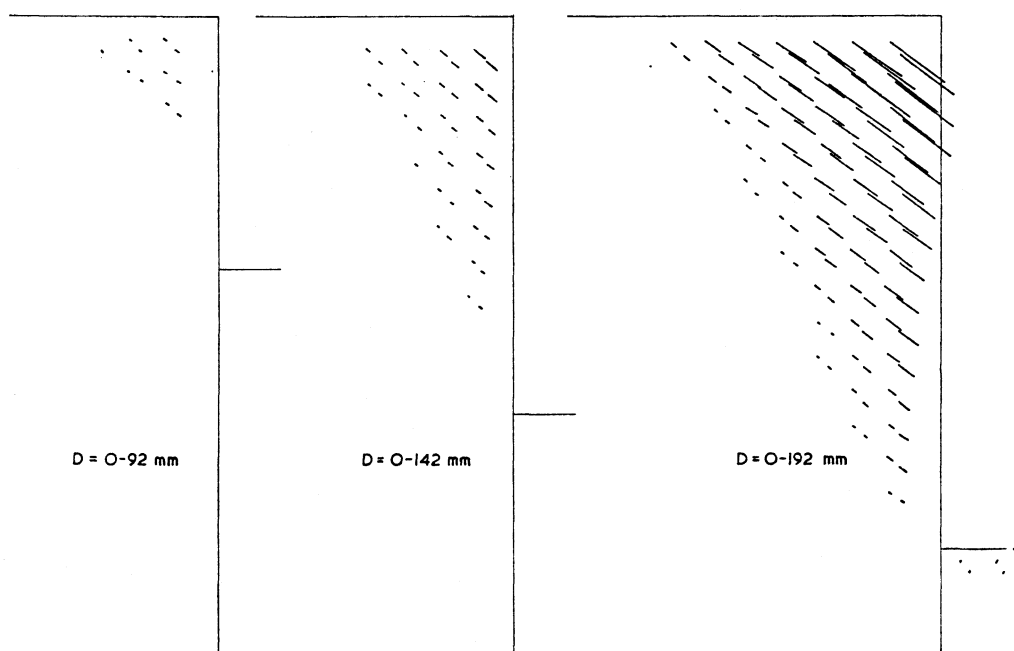


Bild B.28: Verformung des Bodens in Abhängigkeit der Aushubtiefe nach BRANSBY & MILLIGAN [20]

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 |

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

- | | | | |
|---------|-----------|------|---|
| Heft 12 | Bartl, U. | 2004 | Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden |
|---------|-----------|------|---|

- Heft 13 Arnold, M. 2004 Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks
auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand
- Heft 14 Al-Akel, S. 2005 Beitrag zur Berechnung von eingespannten starren
Stützkonstruktionen in kohäsionslosem Boden