

Mitteilungen  
Heft 11

Carsten Neuberg

Ein Verfahren zur Berechnung des  
räumlichen passiven Erddrucks vor  
parallel verschobenen Trägern

Dresden 2002

ISSN 1434 – 3053

Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

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

© Institut für Geotechnik - TU Dresden - 2002

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: 0351/ 463 4248

Fax: 0351/ 463 4131

E-Mail: [geotech@rcs.urz.tu-dresden.de](mailto:geotech@rcs.urz.tu-dresden.de)



Ein Verfahren zur Berechnung des  
räumlichen passiven Erddrucks vor  
parallel verschobenen Trägern

Zur Erlangung des akademischen Grades

**Doktor- Ingenieur (Dr.-Ing)**

von der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden genehmigte

**Dissertation**

vorgelegt von Diplomingenieur Carsten Neuberg

geboren am 4. Januar 1973 in Dresden

Gutachter:

Prof. Dr.-Ing. Dietrich Franke

Technische Universität Dresden

Prof. Dr.-Ing. Hans-B. Horlacher

Technische Universität Dresden

PD Dr.-Ing. habil.

Geschäftsführer der Baugrund Dresden

Peter-A. von Wolffersdorff

Ingenieurgesellschaft mbH

Tag der öffentlichen Verteidigung: 14. August 2002



## Vorwort des Herausgebers

Die heute wahrscheinlich am häufigsten angewendete Konstruktion zur Abstützung von Baugrubenwänden ist die Trägerbohlwand. Für ihre wirklichkeitsnahe Berechnung ist der zutreffende Ansatz des stützenden Erddrucks auf die Bohlträger von entscheidender Bedeutung. Die derzeit übliche Berechnung stützt sich auf Untersuchungen von WEISSENBACH, die etwa in den Jahren 1960/61 stattfanden. In der Folgezeit war die Problematik nicht mehr Gegenstand grundlegender Untersuchungen.

Trotz bedeutender Weiterentwicklung der Berechnungsverfahren in diesen Jahren gibt es bis heute in der Bodenmechanik kein besseres Kriterium bei der Überprüfung von Berechnungsergebnissen als Messungen an Bauwerken oder wenigstens an entsprechenden Modellen.

In der vorliegenden Arbeit wird zur Modellierung eines nichtbindigen Bodens die Diskrete Elemente Methode als numerische Simulation zur Untersuchung der Entwicklung des stützenden Erddrucks auf einen im Boden parallel verschobenen Träger eingesetzt. Zusätzlich wurde eine Vielzahl von Modellversuchen durchgeführt und dabei ein Modellträger verwendet, der es gestattet, die Normalkomponente des Erddrucks auf den Träger und seine Verteilung über die Einbindetiefe zu messen.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse zeigte nach entsprechender Anpassung eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Modellversuche und eine noch bessere Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Großversuche von WEISSENBACH.

Diese Feststellung ermutigte dazu, die Großversuchsreihe von WEISSENBACH in wünschenswertem Umfang durch Berechnungen zu ergänzen. Auf der Grundlage aller Versuchs- und Berechnungsergebnisse wurde schließlich ein neues Berechnungsverfahren entwickelt, das auf verblüffend einfache Weise geeignet ist, den Erddruck auf in den Boden einbindende Träger in Abhängigkeit von der Verschiebung zu berechnen.

Das Verfahren ist für die praktische Anwendung bei nichtbindigem Boden geeignet. Der Einfluß der Kohäsion kann in gleicher Weise, wie nach WEISSENBACH üblich, berücksichtigt werden.

Dresden, im August 2002

D. Franke



## Vorwort des Autors

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

Die Veranlassung zu dieser Arbeit ergab sich aus der praktischen Fragestellung, Trägerbohlwände wirklichkeitsnah zu berechnen und das vorhandene Sicherheitsniveau möglichst genau zu ermitteln. Es wurde dabei besonderer Wert auf eine wirklichkeitsnahe, kompakte und verständliche Berechnungsform gelegt, welche es erlaubt, mit geringem Aufwand stand-sichere und wirtschaftliche Konstruktionen auf der Grundlage realistischer Bodenkennwerte zu entwerfen.

Die Arbeit liefert einen Beitrag zur Berechnung von Trägerbohlwänden, einen Überblick und eine Bewertung von gebräuchlichen Berechnungsverfahren sowie eigene Berechnungsvorschläge.

Danken möchte ich an erster Stelle Herrn Professor Dr.-Ing. habil. Franke für die umfassende Unterstützung und Förderung der Arbeit.

Weiterhin gilt mein Dank den Mitgutachtern, Herrn Professor Dr.-Ing. habil. Horlacher und Herrn PD Dr.-Ing. habil. von Wolffersdorff für die wertvollen Hinweise und die Übernahme des Koreferates.

Bei der Bearbeitung dieses Projektes wurde ich von den Mitarbeitern des Instituts vielseitig unterstützt. Dafür bedanke ich mich bei allen Assistenten und Laboranten, insbesondere bei Herrn Dr.-Ing. habil. Engel und bei Herrn Dipl.-Ing. Arnold.

Herzlich danken möchte ich meiner Familie und ganz besonders meiner Freundin Steffi für ihre Geduld und Rücksichtnahme und die Motivation während der gesamten Bearbeitungszeit.

Besonderer Dank gilt meinem Vater, der mit konstruktiver Kritik und Hilfsbereitschaft einen wichtigen Anteil zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen hat.

*Carsten Neuberg*



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Vorhandener Kenntnisstand</b>	<b>5</b>
2.1	Modellversuche . . . . .	5
2.2	Berechnung des ebenen aktiven Erddrucks . . . . .	7
2.3	Berechnung des ebenen passiven Erddrucks . . . . .	8
2.4	Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks . . . . .	13
2.5	Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks . . . . .	14
2.6	Berechnung des Erddrucks mit dem Bettungszahlverfahren . . . . .	27
2.7	Berechnung des Erddrucks mit der Finiten Elemente Methode . . . . .	29
2.8	Schlußfolgerungen . . . . .	32
<b>3</b>	<b>Modellversuche</b>	<b>33</b>
3.1	Planung und Durchführung der Modellversuche . . . . .	33
3.2	Auswertung und Ergebnisse der Modellversuche . . . . .	47
<b>4</b>	<b>Vergleichsberechnungen mit der DEM</b>	<b>63</b>
4.1	Einführung . . . . .	64
4.2	Grundlagen der Diskreten Elemente Methode . . . . .	64
4.3	Vergleichsberechnungen . . . . .	80
4.4	Berechnung von Prototypen . . . . .	87
4.5	Schlußfolgerungen . . . . .	91
<b>5</b>	<b>Vorschlag für ein neues statisches Berechnungsverfahren</b>	<b>93</b>
5.1	Randbedingungen und Gültigkeit des Verfahrens . . . . .	93
5.2	Bruchkraft . . . . .	93
5.3	Angenommene Spannungsverteilung . . . . .	96
5.4	Erddruckneigungswinkel . . . . .	96
5.5	Angriffspunkt . . . . .	97

5.6	Mobilisierung der passiven Erddruckkraft . . . . .	98
5.7	Grenzverschiebung . . . . .	99
5.8	Mobilisierung des passiven Erddrucks . . . . .	101
5.9	Anwendung zur Berechnung der Einbindetiefe bei Trägerbohlwänden . . . . .	104
5.10	Gruppenwirkung . . . . .	106
5.11	Kräftegleichgewicht . . . . .	108
5.12	Zusammenfassung . . . . .	110
<b>6</b>	<b>Einfluß der Biegesteifigkeit der Träger</b>	<b>111</b>
6.1	Modifizierte Bettungszahlverfahren . . . . .	111
6.2	Berechnungen . . . . .	117
6.3	Ergebnisse . . . . .	118
<b>7</b>	<b>Vergleich der Verfahren</b>	<b>121</b>
7.1	Vergleich der Versuchs- und Berechnungsergebnisse . . . . .	121
7.2	Berechnungsergebnisse der DEM . . . . .	123
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>129</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>131</b>
	<b>Anhang</b>	<b>142</b>
<b>A</b>	<b>Herleitungen und Algorithmen</b>	<b>143</b>
A.1	Verfahren von BLUM . . . . .	143
A.2	Erweiterung des Verfahrens von STRECK . . . . .	144
<b>B</b>	<b>Versuchsergebnisse</b>	<b>147</b>
B.1	Versuchsergebnisse Modellversuche . . . . .	147
B.2	Großversuche nach WEISSENBACH . . . . .	154
<b>C</b>	<b>Berechnungsergebnisse der DEM</b>	<b>157</b>
C.1	Kräfte und Angriffspunkte . . . . .	157
C.2	Wege bei verschiedenen Mobilisierungsgraden . . . . .	159
<b>D</b>	<b>Ergänzungen</b>	<b>161</b>

# Bezeichnungen

## Geometrische Größen

- $a$  ..... Trägerabstand in Wandlängsrichtung  
 $b$  ..... Trägerbreite senkrecht zur Belastungsrichtung  
 $d$  ..... Trägerdicke in Belastungsrichtung  
 $h$  ..... Wand- bzw. Trägerhöhe  
 $a_t$  ..... Abstand der Träger bei Trägerbohlwänden  
 $t$  ..... Einbindetiefe  
 $s$  ..... Verschiebung  
 $s_B$  ..... Verschiebung bis zum Erreichen des Bruchzustandes  
 $l_B$  ..... Bruchmuschellänge  
 $b_B$  ..... Bruchmuschelbreite  
 $b_r$  ..... wirksame bzw. rechnerische Trägerbreite  
 $\alpha$  ..... Wandneigungswinkel nach DIN 4085  
 $\beta$  ..... Geländeneigungswinkel nach DIN 4085  
 $\vartheta$  ..... i. allg. Neigung einer Bruchfläche gegenüber der Horizontalen  
 $r$  ..... Abstand des Angriffspunkts der Resultierenden von der Geländeoberfläche  
 $\bar{r}$  ..... auf die Einbindetiefe bezogener Abstand des Angriffspunkts  
 $z$  ..... Tiefenkoordinate unterhalb der Geländeoberfläche, per Definition entspricht  $z = 0$  der Geländeoberfläche,  $z$  ist nach unten positiv definiert.  
 $\bar{z}$  ..... auf die Einbindetiefe bezogene Tiefenkoordinate

## Materialeigenschaften und abhängige Größen

- $\gamma$  ..... Wichte des Erdstoffs  
 $\delta$  ..... Erddruckneigungswinkel nach DIN 4085  
 $\delta_a$  ..... Erddruckneigungswinkel im aktiven Grenzzustand  
 $\delta_p$  ..... Erddruckneigungswinkel im passiven Grenzzustand  
 $\varphi$  ..... Winkel der inneren Reibung des Erdstoffs

$c$  ..... Kohäsion des Bodens  
 $\varrho_S$  ..... Korndichte  
 $\gamma_S$  ..... Kornwichte  
 $n$  ..... Porenanteil  
 $e$  ..... Porenzahl  
 $D$  ..... Lagerungsdichte  
 $I_D$  ..... bezogene Lagerungsdichte

### Spannungen und Kraftgrößen

$\sigma$  ..... Spannungen (allgemein)  
 $\sigma_{ii}$  ..... Spannungen in den Koordinatenrichtungen,  $i=1..3$ .  
 $\sigma_{ij}$  ..... Schubspannungen, 1. Index: Normalenvektor der Ebene, in der die Schubspannung wirkt, 2. Index: Wirkungsrichtung der Schubspannungen. Es gilt die paarweise Gleichheit der Schubspannungen:  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$  mit  $i,j=1..3$ .  
 $e$  ..... Erddruck  
 $\bar{e}$  ..... normierter dimensionsloser Erddruck  
 $E$  ..... Erddruckkraft oder Elastizitätsmodul  
 $E'$  ..... mobilisierte Erddruckkraft  
 $N$  ..... Normalkraft  
 $T$  ..... Tangential- bzw. Reibungskraft  
 $Q$  ..... resultierende Kraft in Scherflächen  
 $G$  ..... Eigengewicht

### Beiwerte

$K_{agh}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Eigenlast im aktiven Grenzzustand  
 $K_{aph}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Auflast im aktiven Grenzzustand  
 $K_{ach}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Kohäsion im aktiven Grenzzustand  
 $K_{0gh}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Eigenlast im Ruhezustand  
 $K_{0ph}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Auflast im Ruhezustand

- $K_{pgh}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Eigenlast im passiven Grenzzustand
- $K_{pph}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Auflast im passiven Grenzzustand
- $K_{pch}$  ... Beiwert zur Berechnung des horizontalen Erddrucks infolge Kohäsion im passiven Grenzzustand
- $\eta$  ... i. allg. Sicherheitsbeiwert

### Indizes

- 0 ... Ruhezustand
- $a$  ... aktiver Grenzzustand
- $B$  ... Bruchzustand
- $c$  ... Erddruck infolge Kohäsion
- $g, \gamma$  ... Erddruck infolge Eigengewicht
- $G$  ... infolge Gruppenwirkung
- $h$  ... horizontale Richtung
- $K$  ... infolge Kohäsion
- $m$  ... im Zusammenhang mit  $b$ : wirksame oder rechnerische Breite
- $n$  ... in Normalenrichtung wirkende Kräfte
- $p$  ... passiver Grenzzustand, auch für Erddruck infolge Auflast
- $r$  ... resultierend
- $R$  ... infolge Reibung
- $S$  ... infolge Seitenreibung
- $th$  ... theoretisch
- $v$  ... vertikale Richtung
- Fuß* ... i. allg. den Fußpunkt betreffend
- Kopf* ... i. allg. den Kopfpunkt der Wand oder des Trägers betreffend

Weitere Bezeichnungen werden im Text an den Stellen des ersten Auftretens erläutert.



# Kapitel 1

## Einleitung

Die immer dichtere Bebauung der Innenstädte im Zusammenhang mit zunehmenden Tiefen von Baugruben macht es häufig erforderlich, einen Baugrubenverbau herzustellen. Vielfach erfolgt dabei der Einsatz von Trägerbohlwänden. Gründe dafür sind u. a. die kostengünstige Herstellung, die Wiederverwendbarkeit der Bauteile bei kurzer Standzeit sowie der schnelle Baufortschritt.

Insbesondere bei hoher Wahrscheinlichkeit der Beeinflussung von Nachbarbebauung ist die zutreffende und wirklichkeitsnahe Voraussage der zu erwartenden Kräfte und Verformungen von großer Bedeutung. Dies belegen auch die vielen Arbeiten einer über Jahrhunderte dauernden Forschung zur Messung und Berechnung des Erddrucks.

COULOMB stellte ca. 1773 eine Berechnungsform zur Ermittlung des Erddrucks auf Festungsmauern auf, die durch verschiedene Autoren – u. a. RANKINE, CAQUOT, KREY und OHDE – aufgegriffen und verbessert wurde.

Mit dem Aufkommen der Trägerbohlwände bzw. des ‘Berliner Verbaus’ zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurden Berechnungsverfahren notwendig, die die räumliche Bruchwirkung und vorhandene Sicherheit bei Wänden mit seitlich begrenzten Abmessungen mit hinreichender Genauigkeit beschreiben. Weite Verbreitung fanden die Berechnungsverfahren von BLUM (1932), WEISSENBACH (1961) und HORN (1971). Während in die DIN 4085 (1987) zur Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks das Verfahren von HORN Einzug gehalten hat, wird in Deutschland für die Berechnung von Trägerbohlwänden das Verfahren von WEISSENBACH bisher am häufigsten eingesetzt.

Die Entwicklung der Rechentechnik und moderner Verfahren auf Grundlage statischer, kinematischer und numerisch-iterativer Berechnungsansätze wie z. B. die Finite Elemente Methode, die Kinematische Elemente Methode und die Diskrete Elemente Methode, erlaubt es heute in stärkerem Maße, die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund

zu berücksichtigen. Grobe Vereinfachungen, die kennzeichnend für die klassischen Ansätze sind, können überprüft und gegebenenfalls durch realistischere Modelle ersetzt werden.

## Gegenstand der Arbeit

Zielstellung dieser Arbeit ist es, mit Hilfe von Modell- und Großversuchen sowie Vergleichsberechnungen eine verlässliche und zutreffende Berechnungsform zu finden, die klare Aussagen zu der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Trägerbohlwänden zuläßt. Dabei wird der in der Praxis am häufigsten vorkommende Fall der ein- und mehrfach gestützten Trägerbohlwand betrachtet, bei dem im Bereich des Erdaufagers von einer annähernden Parallelverschiebung ausgegangen werden kann. Deshalb liegt der Schwerpunkt dieser Arbeit in der zuverlässigen Ermittlung der passiven Erddruckkräfte bei parallel verschobenen Trägern auf der Grundlage von Ergebnissen bodenmechanischer Modellversuche und numerischer Simulationen.

Gleichzeitig sollen die Unterschiede zwischen dem in der DIN 4085 (1987) für die Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks vorgeschlagenen Verfahren von HORN und dem in der Praxis vorrangig angewandten Verfahren von WEISSENBACH dargestellt und mit Versuchs- und Berechnungsergebnissen verglichen werden, um Aussagen zur Anwendungsgenauigkeit dieser Verfahren zu erhalten.

Der erste Teil dieser Arbeit widmet sich der Zusammenstellung von Modell- und Großversuchen anderer Autoren sowie der Vorstellung und Bewertung von Berechnungsverfahren, die zum Teil schon seit langem in der Praxis eingesetzt werden, sowie auch neuerer, in den letzten Jahren entwickelter Berechnungsmethoden.

Anschließend folgt die Beschreibung der Versuchseinrichtung, der Planung und der Durchführung der eigenen Modellversuche und die Darstellung der Ergebnisse. Dieses Kapitel enthält weiterhin die Beschreibung der Meßprinzipien, der gemessenen und abgeleiteten Größen sowie die Schlußfolgerungen für die Herleitung der Berechnungsansätze.

Das nächste Kapitel enthält die Vergleichsberechnungen mit der modifizierten und weiterentwickelten Diskrete Elemente Methode, auf deren Grundlage im Zusammenhang mit den Modellversuchen Untersuchungen zu den Versagensmechanismen von Einzelträgern im Halbraum erfolgen. Dabei wird zunächst das Bruchverhalten bei horizontalem Gelände in Abhängigkeit von der Trägergeometrie und den Bodenparametern bei Parallelverschiebung untersucht. Anschließend erfolgt die Herleitung eines statischen Berechnungsverfahrens, welches gegebenenfalls die Berücksichtigung weiterer Parameter wie Böschungsneigung, Bewegungsart, Form des Trägers sowie Gruppenwirkung durch Korrelationsfunktionen zuläßt.

Es zeigt sich, daß der Neigungswinkel der passiven Erddruckkraft einen entscheidenden Einfluß auf die Größe der Traglast hat. Im Gegensatz zu vielen klassischen Berechnungsansätzen sind in dem hier entwickelten Modell Aussagen zur Berechnung dieses Winkels enthalten.

Für den Ansatz des Erddrucks und dessen Verteilung sind Näherungsfunktionen unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Mobilisierungsgrade dargestellt.

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und zur Abschätzung der Verformungen wird ein Vorschlag für die Mobilisierung der Bruchkraft und des Erddrucks in Abhängigkeit von der Verschiebung des Trägers und der bezogenen Lagerungsdichte angegeben.

Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse wurde ein verbesserter Ansatz des Bettungszahlverfahrens hergeleitet und in einem vom Autor erstellten Berechnungsprogramm implementiert. Mit diesem ist eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung des Mobilisierungsverhaltens des Erddrucks und der Traglasten möglich, wobei die Abhängigkeit einer Wandbewegung, die von den Grundwandbewegungen abweicht, besser berücksichtigt wird, als das bei statischen Berechnungsverfahren möglich ist. Alle Herleitungen erfolgen unter der Maßgabe, ein zuverlässiges, in der Praxis leicht anwendbares, kompaktes und nachvollziehbares Verfahren bereitzustellen.

Den Abschluß bilden Vergleiche der Berechnungsverfahren und eine Einschätzung der unterschiedlichen Verfahren hinsichtlich der Anwendbarkeit, Zuverlässigkeit und Relevanz für die Berechnungsergebnisse.



# Kapitel 2

## Vorhandener Kenntnisstand

In den letzten Jahrzehnten wurden eine große Anzahl von Arbeiten veröffentlicht, die sich mit Versuchen und Berechnungsverfahren für parallelverschobene und eingespannte Wände und Träger beschäftigen. Sie enthalten Erddruckansätze und Berechnungsverfahren, die zur besseren Vergleichbarkeit der Versuchs- und Berechnungsergebnisse im Rahmen dieser Arbeit dargestellt sind.

### 2.1 Modellversuche

Modellversuche sind eine der wichtigsten Grundlagen bei der Herleitung und Überprüfung von Berechnungsansätzen. In der Bodenmechanik kommen bei der Durchführung von Versuchen meist nichtbindige Böden als Versuchsmaterial zum Einsatz. Dies geschieht aufgrund der einfacheren Einbaubedingungen und der in gewissen Grenzen zeitlichen Unabhängigkeit des Stoffverhaltens, die den finanziellen und zeitlichen Aufwand gegenüber Versuchen in bindigen Böden deutlich verringern. Im Folgenden werden Versuchsergebnisse dargestellt, die bei entsprechender Vergleichbarkeit der Randbedingungen eine der Grundlagen für die herzuleitenden Berechnungsansätze bilden.

#### 2.1.1 WEISSENBACH

WEISSENBACH [64] führte 1960/61 zahlreiche Modell- und Großversuche in lockerem Sand durch. Die Wandbewegungen waren ausnahmslos Kopfpunktdrehungen um einen hochgelegenen Punkt. Da die Verdrehungen im Versuch generell unter  $2^\circ$  blieben, kann näherungsweise von Parallelbewegungen gesprochen werden. Die für Vergleiche relevanten Meßergebnisse sind in der Tabelle B.4 dargestellt. Die Versuchsanordnung (siehe Bild 2.1) bestand aus

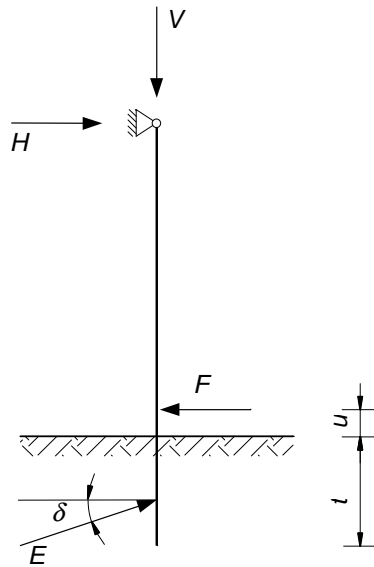


Bild 2.1: Versuchsaufbau

einem Träger mit zwei Stützungen, wobei der obere Punkt als unverrückbares Lager ausgebildet wurde, in dem auch die Kraftmeßeinrichtung untergebracht war. Das untere Lager diente der Krafteinleitung. Die Trägerbreiten in den Modellversuchen variierte WEISSENBACH zwischen 0,5 und 13 cm, die Einbindetiefe von 5 bis 40 cm.

Zusätzlich wurden 26 Großversuche mit behinderter Vertikalbewegung in feuchtem Sand durchgeführt. Für diese Versuche sind Walzprofile I 10, IP 10, I 20, IP 20, I 30 und IP 30 verwendet worden. Damit ergaben sich Druckwandbreiten zwischen 5 und 30 cm. Die Einbindetiefen wurden zwischen 50 cm und 3 m variiert.

### 2.1.2 KEMPFERT

KEMPFERT [35] führte in den Jahren 1983-84 zahlreiche Modell- und Großversuche im ‘Darmstädter Sand’ durch. Der Schwerpunkt der Versuche war das Tragverhalten von auf kurzen Pfählen gegründeten Lärmschutzwänden. Die Trägerbreiten  $b$  wurden zwischen 18 und 258 mm variiert.

Bei der doppeltlogarithmischen Darstellung der Abhängigkeit der dimensionslosen Belastungen  $H/(\gamma \cdot l \cdot b^2)$  von den bezogenen Verschiebungen  $u_0/b$  ergaben sich lineare Zusammenhänge. Dies gilt jedoch nur für nichtbindige Böden. In Löß sind die Kurven nicht mehr linear.

KEMPFFERT leitet daraus die allgemeine Formulierung seines Ansatzes für die Tragfähigkeit getrennt für ‘geringe’ und ‘große’ Verschiebungen ab.

Kleine Verschiebungen (Potenzansatz):

$$\frac{u_0}{b} = \left( \frac{H}{\gamma \cdot l \cdot b^2} \right)^{\alpha_u} \cdot g(\xi) \quad (2.1)$$

$$g(\xi) = g_1(\xi_1) \cdot g_2(\xi_2) \cdot \dots \cdot g_n(\xi_n) \quad (2.2)$$

große Verschiebungen (Hyperbelansatz):

$$\frac{u_0}{b} = a_1 \cdot \left[ f(\xi) \cdot \left( \frac{\gamma \cdot l \cdot b^2}{H} - \frac{b_1}{f(\xi)} \right) \right]^{-1} \quad (2.3)$$

$$f(\xi) = f_1(\xi_1) \cdot f_2(\xi_2) \cdot \dots \cdot f_n(\xi_n) \quad (2.4)$$

Die Funktionen  $g(\xi)$  und  $f(\xi)$  sind durch Versuche zu bestimmen, in denen jeweils nur ein Einflußparameter variiert wird. Die freien Parameter  $a_1$ ,  $b_1$  und  $\alpha_u$  der Potenz- bzw. Hyperbelfunktion 2.1 und 2.3 sind aus Laborversuchen (z. B. nach ROLLBERG [56]) zu ermitteln.

Eine allgemeingültige Lösung für den vorgestellten Berechnungsvorschlag gibt KEMPFFERT nicht an, verweist statt dessen für ‘einfache’ Baugrundverhältnisse auf ein Verfahren mit der Dalbentheorie von BLUM [7], kombiniert mit einem Erddruckansatz von WEISENBACH.

## 2.2 Berechnung des ebenen aktiven Erddrucks

Als aktiver Erddruck wird der untere Grenzwert des Erddrucks bezeichnet, der als Belastung infolge Bodeneigenlast und Auflasten an einer Wand angreifen kann. Damit sich dieser Zustand einstellt, sind Mindestverschiebungen notwendig, die vom Erdreich weg gerichtet sein müssen. Sie werden als Grenzverschiebungen für den aktiven Bruchzustand bezeichnet. Die Größen dieser Verschiebungen in Abhängigkeit von der Wandhöhe sind in der DIN 4085 verzeichnet.

Die Berechnung des ebenen aktiven Erddrucks erfolgt gemäß DIN 4085 nach der Theorie von COULOMB (siehe Gleichung 2.5).

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

Diese Gleichungen leiten sich aus der Annahme eines dreiseitigen, unendlich langen Bruchprismas ab, in dessen Bruchfläche die MOHR-COULOMBSche Bruchbedingung erfüllt ist. Die analytische Lösung ergibt sich durch die Variation der Gleitflächenneigung  $\vartheta_a$ , so daß die durch den Gleitkeil hervorgerufene Erddruckkraft maximal wird.

## 2.3 Berechnung des ebenen passiven Erddrucks

Der passive Erddruck kennzeichnet das Maximum des stützenden Erddrucks, der sich infolge der Bodeneigenlast, der Kohäsion und der Auflasten einstellen kann. Um diesen zu erreichen, sind wesentlich größere Verschiebungen notwendig als im aktiven Grenzzustand. Die in Tabelle 2.1 angegebenen Anhaltswerte für die Größenordnungen dieser Verschiebungen in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart sind der DIN 4085, Beiblatt 1 entnommen.

Bewegungsart	Lagerungsdichte	Verschiebung
Kopfpunktdrehung	dicht gelagert	3 – 5 % der Wandhöhe
	locker gelagert	7 – 15 % der Wandhöhe
Parallelverschiebung	dicht gelagert	3 – 5 % der Wandhöhe
	locker gelagert	7 – 12 % der Wandhöhe
Fußpunktdrehung	dicht gelagert	5 – 10 % der Wandhöhe
	locker gelagert	10 – 30 % der Wandhöhe

Tabelle 2.1: Wandverschiebung zum Erreichen des Bruchzustandes nach DIN 4085

### 2.3.1 COULOMB

Die Theorie von COULOMB (1773) zur Berechnung der passiven Erddruckbeiwerte geht wie bei der Berechnung der aktiven Beiwerte von den Annahmen aus, daß sich eine ebene Gleitfläche einstellt, in der ein ideal-plastischer Bruchzustand herrscht. Die Unterschiede ge-

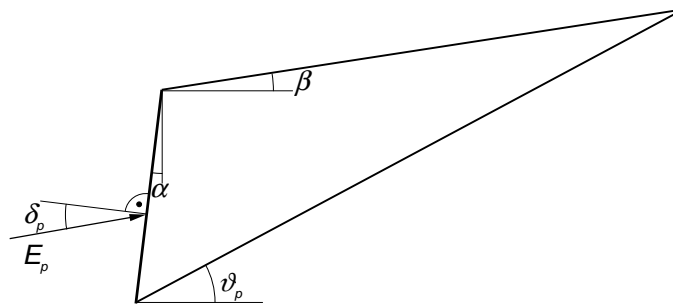


Bild 2.2: COULOMBScher Bruchzustand

genüber dem aktiven Grenzzustand sind die Änderung des Richtungssinns der Verschiebung, die im passiven Fall zum Erdreich hin gerichtet sein muß, und die Umkehrung der Hauptspannungen  $\sigma_{11}$  und  $\sigma_{33}$ , da im Bruchzustand die Vertikalspannung infolge der Eigenlast die kleinere Hauptspannung  $\sigma_{33}$  ist.

Der Erddruckbeiwert infolge der Eigenlast des Bodens wird nach der Gleichung 2.6 berechnet. Dabei gelten die Vorzeichenregeln gemäß des Bildes Bild 2.2.

$$K_{pgh} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta_p) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

Die Ergebnisse dieser Gleichungen sind größer als die Beiwerte unter Zugrundelegung der realistischen gebrochenen oder gekrümmten Gleitflächen und führen damit zur Überschätzung des passiven Erddrucks. Sie sind deshalb bei der Berechnung von Standsicherheitsproblemen als unsicher einzuschätzen. In den meisten Modellversuchen, bei denen Bruchflächenformen dokumentiert wurden, stellten sich jedoch keine ebenen Gleitflächen ein. In erdstatischen Berechnungen sollten deshalb ausschließlich Erddruckbeiwerte auf der Grundlage gekrümmter Gleitflächen eingesetzt werden.

### 2.3.2 STRECK

Bei den Versuchen, die STRECK [59] in Hannover durchgeführt hat, wurde deutlich, daß abweichend vom COULOMBSchen Bruchzustand sich die Gleitfläche aus einer Ebene und einer gekrümmten Übergangsfläche zusammensetzt. Vereinfachend wird dieses Gleitschema

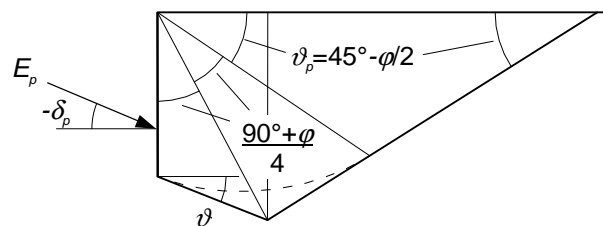


Bild 2.3: Gleitschema nach STRECK [59]

durch zwei ebene Flächen ersetzt. Am Übergang zwischen den beiden Gleitflächen wird ein Vertikalschnitt geführt, an dem zur Berücksichtigung des Gleitprismas der passive Erddruck nach COULOMB angesetzt wird.

Die passive Erddruckkraft an der Wand kann mit Hilfe des Gleichgewichts der horizontalen und vertikalen Kräfte unter Ansatz des zuvor berechneten passiven Erddrucks in der Schnittfläche, des Eigengewichts des Vierseitprismas und der Reibungskraft in der Sohlfläche bestimmt werden.

Dazu muß der Winkel  $\vartheta$  der Gleitfläche am Fußpunkt der Wand mit Hilfe der WINKLERSchen Spannungsellipse nach WEISSENBACH [67] mit der Gleichung 2.7 berechnet werden.

$$\vartheta = \operatorname{arccot} \left[ \sqrt{(1 + \tan^2 \varphi) \frac{\tan \varphi + \tan \delta_p}{\tan \varphi - \tan \delta_p}} - \tan \varphi \right] \quad (2.7)$$

In Erweiterung des Schemas von STRECK wird vom Verfasser eine Berechnungsform angegeben, die sowohl die Berücksichtigung einer geneigten Geländeoberfläche als auch der Wandneigung zuläßt. Sie ist im Abschnitt A.2 dargestellt.

### 2.3.3 KREY

KREY leitet seinen Berechnungsvorschlag von einem Bruchkörper ab, dessen Gleitflächen aus einem kreiszylindrischen und einem ebenen Abschnitt besteht. In [43] gibt er für den

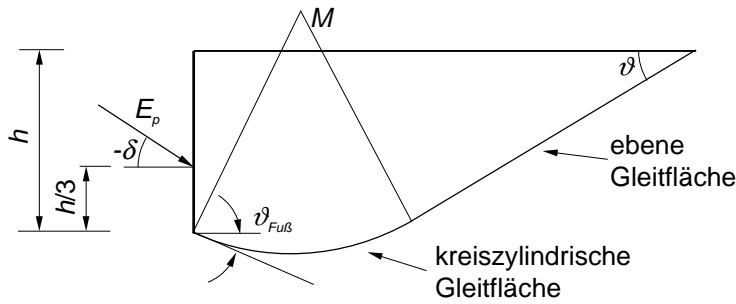


Bild 2.4: Gleitflächen nach KREY

Sonderfall horizontales Gelände und vertikale Wand Zahlenwerte der Erddruckbeiwerte für den aktiven und passiven Grenzzustand an. Dabei liegen dem Verfahren verschiedene Annahmen zugrunde. Zur Erfüllung der kinematischen Randbedingungen muß sich die Wand um einen Punkt oberhalb des Wandkopfes drehen. Weiterhin wird der Angriffspunkt der Erddruckresultierenden  $E_p$  per Definition im Drittelpunkt der Wand festgelegt.

Da KREY vorschlägt, nur Mittelpunkte oberhalb der Wandmitte zu untersuchen, ergeben sich in allen Fällen konvexe Bruchkörper. Die Neigung  $\vartheta_{Fu\beta}$  der Gleitfläche am Fußpunkt der Wand wird über Gleichgewichtsbetrachtungen an einem infinitesimalen Bodenteilchen hergeleitet. Dieses Vorgehen führt zu folgenden Gleichungen:

$$n = \left( \tan \varphi + \sqrt{\tan^2 \varphi + 1} \right)^2 \quad (2.8)$$

$$\vartheta_1 = \arctan \left[ \frac{n-1}{2n|\tan \delta_p|} + \sqrt{\left( \frac{n-1}{2n|\tan \delta_p|} \right)^2 - \frac{1}{n}} \right] \quad (2.9)$$

$$\vartheta_{Fu\beta} = \begin{cases} 135^\circ + \alpha - \vartheta_1 - \varphi/2 & : \delta_p > 0 \\ -45^\circ + \alpha + \vartheta_1 - \varphi/2 & : \delta_p \leq 0 \end{cases} \quad (2.10)$$

Die Ermittlung des Erddruckbeiwertes erfolgt durch die Variation des Mittelpunkts auf der Senkrechten durch die unter  $\vartheta_{Fu\beta}$  geneigten Anfangstangente sowie durch die Änderung der Neigung der ebenen Gleitfläche.

### 2.3.4 OHDE

OHDE führte in den vierziger Jahren des 20. Jahrhunderts an der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau in Berlin zahlreiche Erddruckversuche mit unterschiedlichen Wandbewegungsarten durch, die in [49] dargestellt sind. In deren Auswertung wird erkennbar, daß die sich einstellenden Gleitflächen aus einer gekrümmten und einer ebenen Teilfläche bestehen. OHDE schlägt vor, den gekrümmten Teil der Gleitflächen entweder durch einen Kreiszyylinder oder einen logarithmisch gekrümmten Bereich anzunähern. In

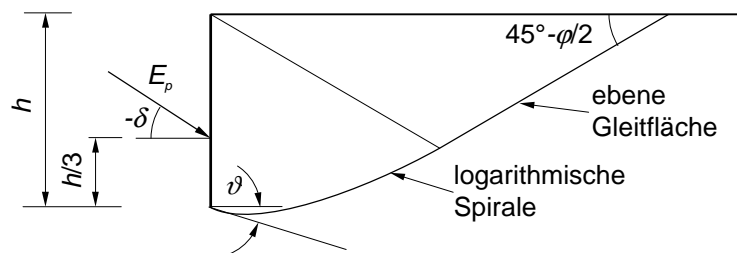


Bild 2.5: Gleitflächen nach OHDE

den Gleitflächen setzt er die volle Mobilisierung des Bruchzustandes voraus und definiert den Angriffspunkt der resultierenden passiven Erddruckkraft bei einem Drittel der Wandhöhe. Unter den Voraussetzungen, daß der Übergang des ebenen Bereiches zum gekrümmten Abschnitt der Gleitfläche stetig und das Gleichgewicht aller Momente eingehalten ist, entwickelte OHDE ein Berechnungsverfahren, bei dem sich unter Ansatz des ‘statisch korrekten’ Anfangsgleitflächenwinkels  $\vartheta$  die passive Erddruckkraft ergibt.

Der von MAYER-VORFELDER [65] als OHDE-Variationsverfahren bezeichnete Berechnungsansatz verzichtet im Gegensatz zum Verfahren nach OHDE auf die Festlegung eines ‘statisch korrekten’ Gleitflächenwinkels  $\vartheta$  am Wandfuß. Der minimale passive Erddruck muß damit unter Variation von  $\vartheta$  iterativ ermittelt werden.

Die absoluten Größen der Beiwerte sind vergleichbar mit denen von STRECK, wobei die Werte nach STRECK bei sehr hohen Reibungswinkeln höhere und damit unsichere Beiwerte liefern.

### 2.3.5 CAQUOT, KERISEL

Das Verfahren von CAQUOT und KERISEL [13] basiert auf der Annahme, daß sich der gesamte Bruchkörper im Grenzzustand der Tragfähigkeit befindet und sich damit unendlich viele Gleitflächen im Inneren des Bruchkörpers ausbilden. Diese Annahme ist gleichbedeutend mit der Ausbildung eines Flächenbruchs im gesamten Bereich hinter der Wand.

Als Randbedingungen an der Geländeoberfläche oder der Begrenzung des Bruchkörpers im Boden können entweder die Verformungen oder die Spannungen vorgegeben werden. Über Gleichgewichtsbedingungen an den Bodenelementen werden dann die Spannungen innerhalb des Bruchmechanismus und an der Wand bestimmt.

Als eine weitere Voraussetzung gilt, daß die Spannungszunahme im Boden linear erfolgt. Diese Zusammenhänge lassen sich durch ein nichtlineares Differentialgleichungssystem darstellen, das sich im allgemeinen nicht mehr analytisch lösen läßt. Die Ermittlung der Kennwerte erfolgt mittels numerischer Näherungsansätze. Ausführliche Tabellen zu den aktiven und passiven Erddruckbeiwerten sind u. a. in [36] enthalten.

### 2.3.6 SOKOLOVSKI

Das statische Charakteristikenverfahren von SOKOLOVSKI [58] beruht auf der Annahme, daß der gesamte Bruchkörper voll plastiziert ist, d. h. daß sich Flächenbrüche ausbilden. Es handelt sich bei diesem Verfahren um ein statisches Verfahren, welches sich im Gegensatz zu den meisten anderen hier dargestellten Verfahren bei der iterativen Lösung energetisch von ‘unten’, also von der sicheren Seite, an das Endergebnis annähert. Nach der Plastizitätstheorie wird dieser Ansatz als ein Berechnungsverfahren nach dem ‘Unteren Grenztheorem’ bezeichnet.

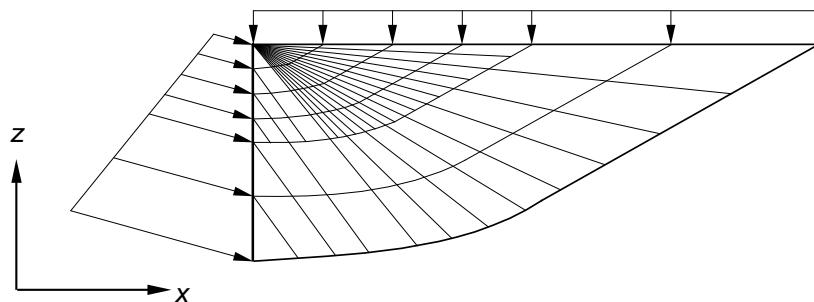


Bild 2.6: Plastizierungsflächen im Charakteristikenverfahren

Die Grundgleichungen dieser Methode sind die Gleichgewichtsbedingungen an einem infinitesimalen Bodenteilchen:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - \gamma_x = 0 \quad (2.11)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} - \gamma_z = 0 \quad (2.12)$$

und die COULOMBSche Bruchbedingung für den kohäsionslosen Boden:

$$\frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \sin \varphi - \sqrt{\left[ \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \right]^2 + \tau_{xz}^2} = 0 \quad (2.13)$$

Mit:

$\gamma_x$  ... Komponente der Wichte des Bodens in Koordinatenrichtung  $x$ ,

$\gamma_z$  ... Komponente der Wichte des Bodens in Koordinatenrichtung  $z$ .

PREGL [53] leitet auf der Grundlage dieses Verfahrens Erddruckbeiwerte für den passiven Grenzzustand her, wobei er die Bruchfigur aus einem gekrümmten ('zentraler Fächer') und einem ebenen Abschnitt ('plastischer Keil') zusammensetzt. Unter der Variation aller Eingangsgrößen ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\delta_p$  und  $\varphi$ ) wurden die Beiwerte numerisch ermittelt und mittels Regressionen Näherungsformeln abgeleitet. Diese haben bereits in die DIN 4085 T. 100 Eingang gefunden. Die Größen der Erddruckbeiwerte sind mit denen von CAQUOT/KERISEL vergleichbar, wobei sich die größten Abweichungen bei betragsmäßig großen Erddruckneigungswinkeln  $\delta_p$  ergeben.

## 2.4 Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks

Der räumliche aktive Erddruck [32, 33] ist im allgemeinen wesentlich kleiner als der aktive Erddruck im ebenen Fall. Dies resultiert aus der Wirkung der Seitenreibung an dem Bruchkörper und aus Gewölbebildung im Boden. Näherungsweise kann die Größe der Reibung an den Seitenflächen eines Prismas in der Größenordnung der Resultierenden des Erdruhe-drucks, multipliziert mit  $\tan \varphi$ , abgeschätzt werden.

Unter Berücksichtigung eines linear mit der Tiefe zunehmenden Erddrucks und einer sich unter der Neigung  $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi/2$  ausbildenden Gleitfläche lassen sich die Resultierenden des Erdruhe-drucks auf die Seitenflächen  $E_{0,S}$  nach der Gleichung 2.14 berechnen, wobei mit  $A_S$  die Größe der Seitenflächen des Bruchkörpers bezeichnet wird, auf die der Erdruhe-druck wirkt.

$$E_{0,S} = \frac{1}{3} \gamma t K_0 A_S \quad (2.14)$$

Mit:

$$A_S = \frac{1}{2}t^2 \cot(45^\circ + \varphi/2) \quad (2.15)$$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma bt^2 K_a - \frac{1}{3}\gamma t^3 K_0 \cot(45^\circ + \varphi/2) \tan \varphi \quad (2.16)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.17)$$

Unter Beachtung der Größenordnung des räumlichen aktiven Erddrucks bei der Berechnung der Gesamttragkraft eines horizontal belasteten Trägers bei Trägerbohlwänden kann auf eine genauere Betrachtung und einen verbesserten Lastansatz verzichtet werden.

## 2.5 Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks

Der stützende Erddruck auf eine Fläche  $A$  (Bild 2.7) ist im räumlichen Fall wesentlich größer als die im ebenen Fall auftretenden Spannungen. Die Ursache dafür ist, daß in dem Boden vor der belasteten Fläche über Seitenreibung und Verzahnung einen seitlicher Lastabtrag erfolgt und damit ein wesentlich größerer passiver Erddruck mobilisiert werden kann.

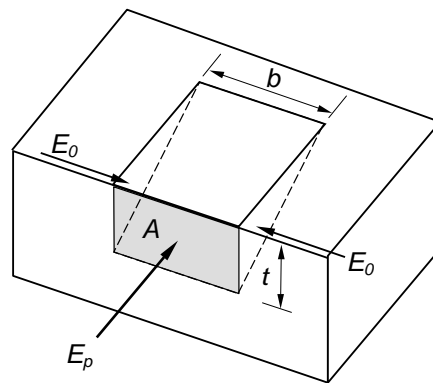


Bild 2.7: Räumliche Bruchfigur (KEM)

Wenn bei dem Vergleich der ebenen und der räumlichen Resultierenden des stützenden Erddrucks von einer in beiden Fällen identischen Spannungsverteilung und gleichen Einbindetiefen ausgegangen wird, läßt sich der räumlichen Fall sehr einfach durch die Einführung einer wirksamen oder rechnerischen Breite  $b_r$  erfassen. Diese kann vereinfacht durch die Beziehung in der Gleichung 2.18 ausgedrückt werden.

$$\frac{b_r}{b} = \frac{E_{ph,räumlich}}{E_{ph,eben}} \quad (2.18)$$

Eine erste Näherung zur Berechnung der räumlichen Tragwirkung ergibt sich in Analogie zum Abschnitt 2.4. Unter Annahme einer Gleitflächenausbildung von  $\vartheta_p = 45^\circ - \varphi/2$  erhält man die Tragkraft eines Trägers im Boden nach der Gleichung 2.19.

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma bt^2 K_p + \frac{1}{3}\gamma t^3 K_0 \cot(45^\circ - \varphi/2) \tan \varphi \quad (2.19)$$

### 2.5.1 BLUM

Für eingespannte Dalben entwickelte BLUM [7] 1932 ein Berechnungsverfahren, welches sich ohne große Anpassung auch für die Berechnung von horizontal belasteten, im Baugrund eingespannten Trägern verwenden läßt (siehe Bild 2.8). Dabei geht er von folgenden Annahmen

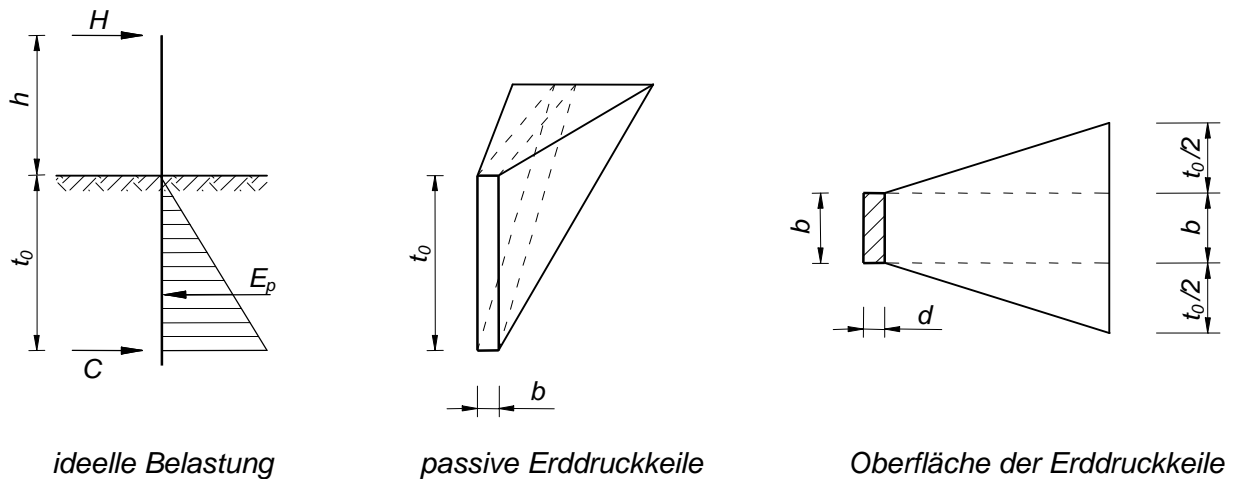


Bild 2.8: Geometrischer Ansatz nach BLUM

aus:

1. Der gesamte Boden bis in die Tiefe  $t_0$ , dem theoretischen Fußpunkt des Trägers, befindet sich im Bruchzustand.
2. Die Kohäsion im Baugrund wird vernachlässigt.
3. Die Träger bzw. Dalben sind unendlich biegesteif.
4. Unabhängig von den auftretenden Bewegungen und in den Baugrund eingetragenen Verzerrungen nimmt der effektive Erddruck mit der Tiefe linear zu.
5. Die Form der Erddruckverteilung ist damit unabhängig von den Bodeneigenschaften.

Unter diesen Annahmen läßt sich aus der Gleichgewichtsbedingung der Summe der Momente um den theoretischen Fußpunkt der Wand  $t_0$  die erforderliche Einbindetiefe  $t$  nach den Gleichungen 2.20 und 2.22 bestimmen (s. Bild 2.8).

$$\sum M = 0 = H(h + t_0) - f_w \frac{b t_0^2}{2} \cdot \frac{t_0}{3} - f_w \frac{t_0^3}{2 \cdot 3} \cdot \frac{t_0}{4} \quad (2.20)$$

Mit:

$$f_w = \gamma \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (2.21)$$

Die Ermittlung der statisch erforderlichen Einbindetiefe  $t_0$  erfolgt iterativ. Für die Berechnung von Trägerbohlwänden läßt die Interpretation der Belastung  $H$  als unbekannte Ankerkraft  $A$  und die Einführung einer weiteren Momentenbedingung um den Angriffspunkt von  $A$  die Berechnung der erforderlichen Einbindetiefe und der Ankerkraft zu.

Die ermittelte theoretische Einbindetiefe  $t_0$  berücksichtigt in beiden Anwendungen noch nicht die erforderliche Trägerlänge  $t$  zur Aufnahme der Einspannkraft  $C$ . Deshalb wird in dem Berechnungsverfahren von BLUM vorgeschlagen, die erforderliche Trägerlänge um 20 % von  $t_0$  zu erhöhen.

$$t = 1,2 t_0 \quad (2.22)$$

### 2.5.2 BRINCH HANSEN

BRINCH HANSEN [9] stellte 1961 ein Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Tragkraft eingespannter, horizontal belasteter Pfähle vor. Der darin enthaltene Ansatz ist sowohl für nichtbindige als auch für bindige Böden anwendbar. Es gelten dabei folgende Annahmen:

1. Der Baugrund befindet sich im Bruchzustand.
2. Der Träger ist unendlich biegesteif.

Damit errechnet sich der resultierende Erddruck entlang des Trägers nach der Gleichung 2.23 (vgl. Bild 2.9).

$$e_r = \gamma \cdot z \cdot K_q + c \cdot K_c \quad (2.23)$$

Die räumlichen Erddruckbeiwerte sind den Diagrammen im Bild 2.10 zu entnehmen. Die Beiwerte sind Funktionen des Reibungswinkels  $\varphi$  und des Quotienten der Tiefenkoordinate  $z$  zur Trägerbreite  $b$ .

BRINCH HANSEN ermittelte diese über die Verknüpfung dreier Erddruckansätze. Im oberen Einbindebereich des Trägers wird der ebene stützende Erddruck zugrunde gelegt. Im mittleren Bereich wird ebenfalls der ebene passive Erddruck jedoch unter Berücksichtigung

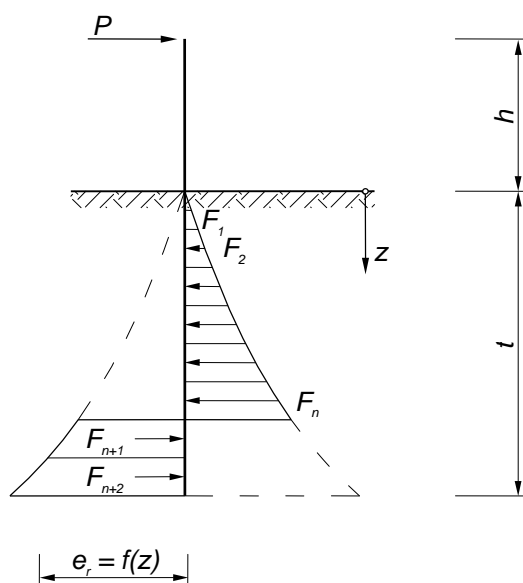


Bild 2.9: Angreifende Kräfte nach BRINCH HANSEN

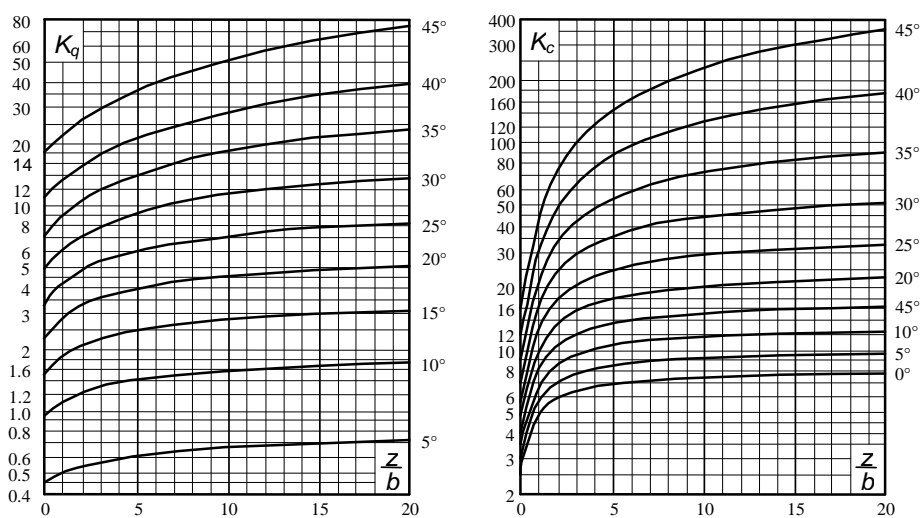


Bild 2.10: Räumliche Erddruckbeiwerte nach BRINCH HANSEN

eines Reibungsanteils auf die Seitenflächen des Bruchkörpers zum Ansatz gebracht. Dabei wird die Reibung in der Größe des Erdruhedrucks  $e_0$ , multipliziert mit  $\tan \varphi$ , festgelegt. Die Spannungen im Fußbereich werden in Analogie zur Berechnung von Streifenfundamenten (um  $90^\circ$  gedreht) ermittelt.

1964 hat DIETRICH [17] das Verfahren weiter aufgearbeitet und nach Vorschlägen von BRINCH HANSEN verbessert, so daß auf dieser Grundlage KEMPFFERT [34] 1985 Näherungsformeln zur einfacheren praktischen Anwendung erstellen konnte.

### 2.5.3 COLLING

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse, die von BIAREZ in einem Analogiemodell nach TAYLOR-SCHNEEBELI 1958 ermittelt wurden, hat COLLING [14] 1962 ein Berechnungsmodell entwickelt, welches zusätzlich die beobachteten Bewegungen und Verformungen berücksichtigt.

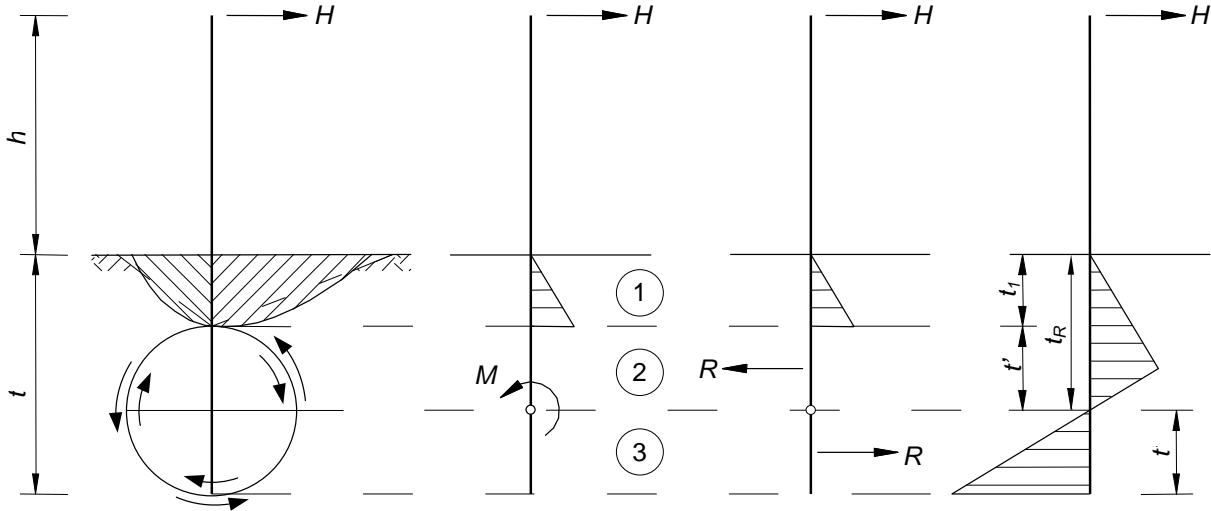


Bild 2.11: Geometrie und Belastungen im Bruchzustand nach COLLING

Der Bruchmechanismus wird dergestalt idealisiert, daß im oberen Drittel der Einbindetiefe vor dem Träger der passive Erddruck und hinter dem Träger der aktive Erddruck mobilisiert wird. Die Größe des aktiven und des passiven Erddrucks wird dabei nach der Theorie von COULOMB berechnet.

In den unteren zwei Dritteln wird die Einspannung mobilisiert. Diese leitet sich gedanklich als Reibungskraft über den Umfang einer Bodenwalze her (siehe Bild 2.11), die als starrer Körper aufgefaßt wird. Das Einspannmoment ergibt sich aus dem Kräftepaar, welches sich aus der bereichsweise geradlinigen Spannungsverteilung über die gesamte Höhe der Bodenwalze ergibt.

Mathematisch lassen sich die Vorgänge durch die Gleichungen 2.24 bis 2.30 beschreiben.

$$e_r = \gamma (K_{pgh} - K_{agh}) b' \quad (2.24)$$

$$b' = b(1 + \nu) \quad (2.25)$$

$$\nu = \frac{h}{b} R \cdot K_v \quad (2.26)$$

$$R = \frac{2}{3} \varphi \cdot \frac{K_{pgh} \cot \vartheta_p - K_{agh} \cot \vartheta_a}{K_{pgh} - K_{agh}} \quad (2.27)$$

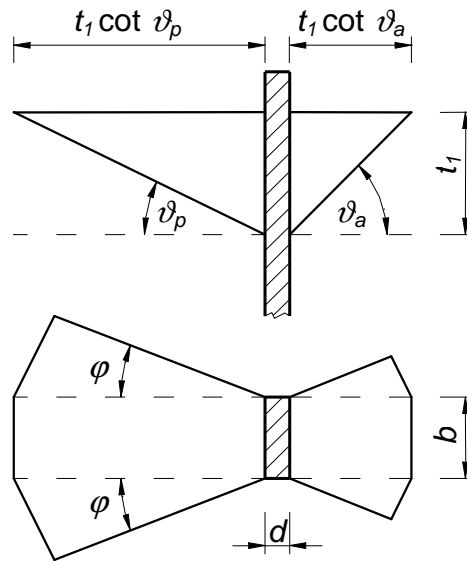


Bild 2.12: Idealisiertes Bruchmodell nach COLLING

$$K_p = \left(\frac{t}{h}\right)^2 \cdot \frac{\frac{t}{h}}{3 + 2\frac{t}{h}} \left[1 - \frac{1}{4} \left(\frac{\frac{t}{h}}{3 + 2\frac{t}{h}}\right)^2\right] \quad (2.28)$$

$$K_v = \frac{t}{h} \cdot \frac{2\left(\frac{t}{h}\right)^2 + 3K_p}{6\left(\frac{t}{h}\right)^2 + K_p} \quad (2.29)$$

Dabei sind:

$e_r$  ... resultierender passiver Erddruck auf den Träger,

$b'$  ... wirksame Breite des Trägers,

$R$  ... von  $\varphi$  und  $\delta_p$  abhängiger Parameter,

$\nu$  ... Vergrößerungsfaktor der Trägerbreite infolge räumlicher Wirkung.

Die aufnehmbare resultierende Horizontalkraft  $H$  ergibt sich zu:

$$H = \frac{1}{4} e_r h^2 K_p \quad (2.30)$$

Im Gegensatz zu anderen Verfahren vernachlässigt COLLING den räumlichen aktiven Erddruck hinter den Dalben nicht. Die wirksame Breite infolge der räumlichen Bruchvorgänge wird durch eine Bruchkeilverbreiterung unter dem Winkel  $\varphi$  nach der Gleichung 2.25 angesetzt.

#### 2.5.4 KÄRCHER

KÄRCHER [29, 30, 31] (1968) führte umfangreiche Modellversuche durch, um zu überprüfen, ob die Berechnungsvorschläge von WEISSENBACH für kohäsive Böden geeignet sind. Bei den

Versuchen wurde ein mittelplastischer Ton (TM) mit  $w_l = 45\%$  und  $w_p = 16,5\%$  verwendet. Die Wassergehalte des Bodens lagen in den Versuchen zwischen  $24\%$  und  $48\%$ , was einer steifen bis breiigen Konsistenz entspricht.

Als Ergebnis seiner Untersuchungen stellte KÄRCHER fest, daß die Ansätze von WEISSENBACH für kohäsive Böden deutlich zu große Erddruckkräfte liefern. In Einzelfällen wurde der in den Versuchen gemessene passive Erddruck um den Faktor 2,5 überschätzt. Deshalb wurde von KÄRCHER vorgeschlagen, für vorwiegend kohäsive Böden das Verfahren von BRINCH HANSEN zu verwenden, dieses jedoch um den Einfluß der Seitenreibung erweitert. Die theoretische Erddruckkraft  $E_{th}$  nach BRINCH HANSEN wird in Abhängigkeit des Verhältnisses der Trägerdicke  $d$  zur Trägerbreite  $b$  um den Faktor  $(1 + 0,213 \cdot d/b)$  vergrößert.

$$E = E_{th}(1 + 0,213 \cdot d/b) \quad (2.31)$$

In Erweiterung dieser Versuche untersuchte KÄRCHER [31] 1980 den Einfluß der Geländeneigung auf die horizontale Belastbarkeit.

Er schlägt vor, die horizontale Tragfähigkeit  $H_{B,h}$  der Träger um denselben Betrag zu erhöhen bzw. zu verringern, mit dem sich die Differenzen der Erddruckbeiwerte ändern (Gleichung 2.32).

$$H = H_{B,h} \frac{(K_{ph} - K_{ah})_{\beta \neq 0}}{(K_{ph} - K_{ah})_{\beta = 0}} \quad (2.32)$$

Zur Berechnung der Erddruckbeiwerte werden jedoch die Erddruckneigungswinkel  $\delta_p$  zu Null gesetzt. Damit liegen die Berechnungsergebnisse im Vergleich zu den Versuchen stets auf der sicheren Seite, d. h. es ergeben sich kleinere Werte.

### 2.5.5 WEISSENBACH

#### Räumlicher passiver Erddruck vor Trägern

1961 formulierte WEISSENBACH [64] ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen Erddrucks, welches für die Bemessung von Trägerbohlwänden bis heute verbreitet angewendet wird. Das Berechnungsverfahren stützt sich auf Großversuche, die mit Trägerbreiten von 5 bis 30 cm durchgeführt wurden und auf Modellversuche, bei denen die Trägerbreiten 2 mm bis 13 cm betragen. Die passiven Erddruckbeiwerte für dieses Verfahren werden entsprechend des Gleitschemas von STRECK ermittelt. Der Erddruckneigungswinkel  $\delta_p^*$  darf nach der Gleichung 2.33 angesetzt werden, wobei die zweite Bedingung für Böden mit  $\varphi > 30^\circ$  die Verwendung unrealistisch großer Winkel verhindert.

$$\delta_p^* = \begin{cases} -(\varphi - 2,5^\circ) & : \varphi \leq 30^\circ \\ -27,5^\circ & : \varphi \geq 30^\circ \end{cases} \quad (2.33)$$

Die rechnerische Breite  $b_S$  für die Berücksichtigung der inneren Reibung sowie der Kohäsion definiert WEISSENBACH nach den Gleichungen 2.34 (Innere Reibung) und 2.35 (Kohäsion).

$$b_{S,R} = 0,6 t \tan \varphi \quad (2.34)$$

$$b_{S,K} = 0,9 t (1 + \tan \varphi) \quad (2.35)$$

Bei den Versuchen wurde festgestellt, daß bei der Unterschreitung einer bestimmten Druckwandbreite, die in der Fachliteratur oft auch als 'kritische Breite'  $b_{kr}$  bezeichnet wird, ein anderes Bruchverhalten erkennbar wird. Es ergeben sich keine deutlichen Bruchmuscheln mehr, sondern der Boden vor der Wand wird hauptsächlich seitlich verdrängt.

$$\begin{aligned} b' = 0,3 t \quad F = \sqrt{\frac{b}{0,3 t}} & \quad \text{für } b < 0,3 t \\ b' = b \quad F = 1 & \quad \text{für } b \geq 0,3 t \end{aligned} \quad (2.36)$$

Das veränderte Bruchverhalten wird durch einen anderen Ansatz der rechnerischen Breite berücksichtigt, wobei zusätzlich noch ein Faktor  $F$  eingeführt werden muß, da sich bei der Berechnung des passiven Erddrucks ohne den Abminderungsfaktor  $F$  bei einer Trägerbreite von  $b = 0$  eine Resultierende  $E_{ph} > 0$  ergeben würde. Der Faktor  $F$  'rundet' die rechnerische Breite über eine Wurzelfunktion zu  $b'(b = 0) = 0$  aus. Der passive Erddruck wird dann mit den folgenden Formeln berechnet:

$$E_{ph} = E_{pgh} + E_{pch} \quad (2.37)$$

$$E_{pgh} = 0,5 \gamma K_{pgh(\delta_p = \delta_p^*)} t^2 \cdot (b' + b_{S,R}) \cdot F \quad \text{Innere Reibung} \quad (2.38)$$

$$E_{pch} = 2 c K_{pch(\delta_p = \delta_p^*)} t \cdot (b' + b_{S,K}) \cdot F \cdot K_A \quad \text{Kohäsion} \quad (2.39)$$

Bei überwiegend kohäsiven Böden ergeben sich nach der Gleichung 2.39 zu große passive Erddruckkräfte. Deshalb empfiehlt WEISSENBACH im Zusammenhang mit den Versuchsergebnissen von KÄRCHER [57],  $E_{pch}$  mittels des Faktors  $K_A$  auf die Hälfte abzumindern. Für nichtbindige Böden mit Kapillarkohäsion ist die Gleichung ohne Abminderung gültig und  $K_A$  kann mit einer Größe von 1,0 in Rechnung gestellt werden.

### Passiver Erddruck vor Trägerbohlwänden

Die Berechnung von Trägerbohlwänden erfolgt nach dem Vorschlag von WEISSENBACH mit einem modifizierten Ansatz in Anlehnung an das Verfahren von BLUM. Der resultierende passive Erddruckbeiwert  $K_{rh1}$  ist nach der Gleichung 2.40 zu bestimmen, wobei die zur Ermittlung der stützenden Erddruckkraft  $E_{ph1}$  angenommene Einbindetiefe  $t$  mit der nach

dem BLUMSchen Verfahren ermittelten Einbindetiefe  $t_1$  iterativ in Übereinstimmung gebracht werden muß.

$$K_{rh1} = \frac{2E_{ph1}}{\gamma t^2 a_t} \cdot \frac{f_1}{\eta_p} \quad (2.40)$$

Mit:

$a_t$  ... Abstand zwischen den Trägern einer Trägerbohlwand,

$\eta_p$  ... Sicherheitsbeiwert gegen das Erreichen des Bruchzustandes und zur Begrenzung der Verformungen.

Zur Berücksichtigung einer realistischeren Annahme des Angriffspunkts der Erddruckresultierenden geht nach WEISSENBACH in die Berechnung der Faktor  $f_1$  ein, der je nach vorliegender Bodenart in der Größenordnung von 0,85 bis 1,00 anzunehmen ist.

Da sich bei der Überschneidung der Bruchmuscheln theoretisch ein zu großer stützender Erddruck ergeben würde, muß ein Vergleich erfolgen, ob der ideelle Erddruck, der einem passiven Erddruck auf eine gedachte durchgehende Wand entspricht, eine geringere Größe besitzt und damit maßgebend wird.

Der ideelle stützende Erddruck berechnet sich analog zum ebenen passiven Erddruck mit der Einschränkung, daß unmittelbar vor dem Träger eine Neigung von  $\delta_p = \delta_p^*$  zum Ansatz gebracht wird. Im Bereich zwischen den Trägern ist jedoch eine horizontale Wirkungsrichtung anzunehmen ( $\delta_p = 0$ ). Die Erddruckresultierende ergibt sich aus den Gleichungen 2.41 bis 2.43.

$$E_{ph2} = E_{pgh2} + E_{pch2} \quad (2.41)$$

$$E_{pgh2} = 0,5\gamma t^2 \left[ K_{pgh(\delta_p=\delta_p^*)} \cdot b + K_{pgh(\delta_p=\delta_p^*)} \cdot (b - a_t) \right] \quad (2.42)$$

$$E_{pch2} = 2ct \cdot K_{pgh(\delta_p=\delta_p^*)} \cdot a_t \quad (2.43)$$

Es folgt für den ideellen passiven Erddruckbeiwert  $K_{rh2}$ :

$$K_{rh2} = \frac{2E_{pgh2}}{\gamma t^2 a_t} \cdot \frac{f_2}{\eta_p} \quad (2.44)$$

Der Beiwert  $f_2$  schwankt je nach Bodenart zwischen 0,95 und 1,1. Nach der Ermittlung des maßgebenden resultierenden Erddruckbeiwertes erfolgt die Berechnung wie für eine ebene Wand nach dem Verfahren von BLUM.

### 2.5.6 PAUL

PAUL [51] führte 1955 umfangreiche Versuche zur Ermittlung der maximalen Tragkraft von im Boden eingespannten Trägern und Masten durch. Als Ergebnis seiner Untersuchungen

gibt er einen Bruchmechanismus an, der aus einer Kombination von zwei kegelförmigen Bruchkörpern mit elliptischer Grundfläche besteht (siehe Bild 2.13). Die Mantellinie wird

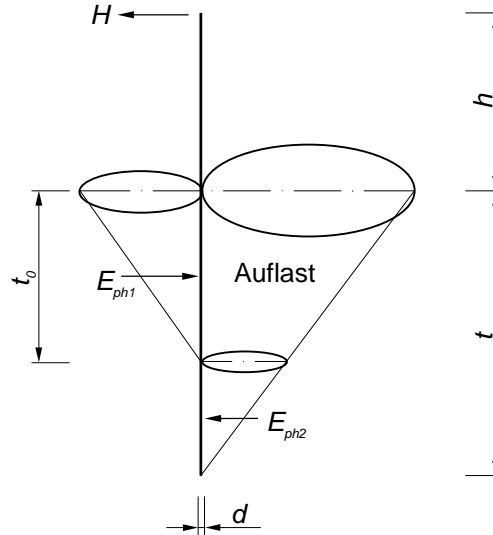


Bild 2.13: Bruchmechanismus nach PAUL

als nahezu linear angegeben, nur im Fußbereich weist sie eine leichte Krümmung auf. Die Bestimmung der Bruchkraft für Masten mit einem Durchmesser  $d(= b)$  erfolgt nach den Gleichungen 2.45 bis 2.47.

$$E_{ph} = E_{pgh} + E_{pch} \quad (2.45)$$

$$E_{pgh} = \frac{1}{3} \gamma \left( t + \frac{b}{4} \cdot d \right)^3 \cdot \lambda_{ph} \cdot k_1 \quad (2.46)$$

$$E_{pch} = c \left( t + \frac{b}{4} \cdot d \right)^2 \cdot \lambda_{pc} \cdot \cos \delta_p \cdot k_1 \quad (2.47)$$

$$k_1 = \frac{0,2172}{h/t + 0,6} \quad (2.48)$$

Dabei sind  $\lambda_{ph}$  und  $\lambda_{pc}$  passive Erddruckbeiwerten, die PAUL in Diagrammen angibt. Der Faktor  $k_1$  berücksichtigt die Lage der Drehachse sowie den Angriffspunkt der Horizontalkraft  $H$ . Weiterhin erkennt PAUL, daß mit großer Schlankheit der Träger eine Schneidwirkung eintritt. Deshalb ist die Anwendung nur dann zulässig, wenn die Schlankheit der Bedingung  $3 \leq t/d \leq 8$  genügt.

Zusätzlich ist das angegebene Berechnungsverfahren auf die Anwendung für rollige bis schwach bindige Böden beschränkt und der Abstand des Angriffspunkts der Horizontalkraft von der Geländeoberfläche muß größer sein als die Einbindetiefe ( $h > t$ ). Der Erddruckneigungswinkel  $\delta_p$  wird mit  $-\varphi/3$  angesetzt.



Aufnehmbare Horizontalkraft infolge  $\sum M = 0$ :

$$H = \frac{E_{pgh,1} \cdot a_1 + E_{pgh,2} \cdot a_2}{h + t_0} \quad (2.52)$$

Mit:

$$\kappa = \frac{\overline{OD'}}{\overline{OD}} \quad (2.53)$$

$$a_1 = 0,6t_0 = 0,6t \cdot t'_0 \quad (2.54)$$

$$a_2 = 0,7t_2 = 0,7t(1 - t'_0) \quad (2.55)$$

$$t'_0 = \frac{3 + 4h/t}{I(4 + 6h/t)} \quad (2.56)$$

In den beiden Gleichungen 2.49 und 2.52 müssen die aufnehmbaren maximalen Horizontalkräfte  $H$  durch Variation des Korrekturfaktors  $I$  in Übereinstimmung gebracht werden. Der in der Gleichung 2.50 auftretende Beiwert  $\nu$  beschreibt den Ausnutzungsgrad der passiven Erddruckfläche  $\nu = \frac{\Delta COA}{\Delta COA'}$  nach Bild 2.14. Zur Vereinfachung der Berechnungen sind in [1] Tabellen für den Faktor  $I$  in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Bodens und der Geländeneigung angegeben. Die wirksamen Trägerbreiten oberhalb ( $\bar{b}_1$ ) und unterhalb ( $\bar{b}_2$ ) der Drehachse ergeben sich nach den Gleichungen 2.57 und 2.58.

$$\bar{b}_1 = \begin{cases} b + n_p \tan \varphi \sqrt{\frac{b \cdot t}{0,3}} & : b < 0,3 t \\ b + 0,6 t \tan \varphi & : b \geq 0,3 t \end{cases} \quad (2.57)$$

$$\bar{b}_2 = \begin{cases} b + n_{pv} \tan \varphi \sqrt{\frac{b \cdot (t_0 + 0,5 t_2)}{0,3}} & : b < 0,3 t \\ b + n_{pv} (t_0 + 0,5 t_2) \tan \varphi & : b \geq 0,3 t \end{cases} \quad (2.58)$$

Der Faktor  $n_p$  zur Berücksichtigung der seitlichen Ausbreitung der Bruchfigur infolge der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  wird nach der Tabelle 2.2 ermittelt. Zur Erddruckberechnung unterhalb der Drehachse ist bei der Ermittlung der rechnerischen Trägerbreite statt  $n_p$  der Beiwert  $n_{pv} = 1,6 n_p \tan \varphi$  zu verwenden, welcher eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen bewirkt.

### 2.5.8 TGL 11464/03

Auch die TGL 11464/03 geht bei der Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks auf eine Druckwand mit der Einbindetiefe  $t$  und einer Breite von  $b$  von einer rechnerischen Trägerbreite  $b_r = f(b)$  aus. Die Berechnung erfolgt nach den folgenden Gleichungen.

$$\text{für } b \geq 0,3 t \text{ gilt: } b_{m,\gamma} = b + n_p \cdot t \tan \varphi \quad \text{und} \quad b_{m,c} = b + 0,6 t \quad (2.59)$$

$$\text{für } b < 0,3 t \text{ gilt: } b_{m,\gamma} = b + n_p \sqrt{\frac{b \cdot t}{0,3}} \cdot \tan \varphi \quad \text{und} \quad b_{m,c} = b + 1,65 \sqrt{b \cdot t} \quad (2.60)$$

Dabei berücksichtigt der Faktor  $n_p$  die räumliche Ausbreitung des stützenden Erddrucks infolge der inneren Reibung des Bodens. Durch die unterschiedlichen Ansätze für  $n_p$  (s.

$I_D < 0,2$ bzw. $I_C < 0,5$	$n_p = 0$
$0,2 \leq I_D \leq 0,33$	$n_p = 1,8 I_D$
$0,33 \leq I_D \leq 0,8$	$n_p = 0,32 + 0,85 I_D$
$0,5 \leq I_C \leq 1$	$n_p = 0,2 + 0,8 I_D$
$I_D > 0,8$ bzw. $I_C > 1,0$	$n_p = 1$

Tabelle 2.2: Abhängigkeit  $n_p$  von  $I_D$  und  $I_C$

Tabelle 2.2) wird dem Rechnung getragen, daß sich bei unterschiedlichen Lagerungsdichten und Konsistenzen der Böden die räumlichen Bruchkörper mit unterschiedlicher Größe ausbilden. Für die Berechnung der passiven Erddruckkraft werden die Erddruckbeiwerte nach CAQUOT/KERISEL verwendet.

$$E_{ph} = E_{pgh} + E_{pch} \quad (2.61)$$

$$E_{pgh} = 0,5 \gamma K_{pgh} (\delta_p = \frac{2}{3} \varphi) t^2 \cdot b_{m,\gamma} \quad (2.62)$$

$$E_{pch} = 2c K_{pch} (\delta_p = \frac{2}{3} \varphi) t \cdot b_{m,c} \quad (2.63)$$

In den Gleichungen 2.62 und 2.63 ist zu beachten, daß der Winkel  $\delta_p$  entgegengesetzt zur DIN 4085 (1987) definiert ist ( $\delta_{p,TGL} = -\delta_{p,DIN}$ ). In der sich derzeit in Überarbeitung befindenden DIN 4085 entspricht das Vorzeichen von  $\delta$  der Definition in der TGL.

### 2.5.9 DIN 4085 / Ö-Norm B 4434

Die Berechnungen nach DIN 4085 (Deutschland, 1987) und Ö-Norm 4434 (Österreich, 1993) sind identisch. Der räumliche passive Erddruck vor einem Träger wird mittels einer ideellen rechnerischen Breite berechnet.

$$b_{S,R} = \mu_{pgh} \cdot b \quad (2.64)$$

$$b_{S,K} = \mu_{pch} \cdot b \quad (2.65)$$

Dabei ergeben sich die Formbeiwerte  $\mu_{pgh}$  und  $\mu_{pch}$  nach den folgenden Gleichungen:

$$\mu_{pgh} = \begin{cases} 1 + 0,3\frac{t}{b} & : \frac{t}{b} < 3,333 \\ 1,095\sqrt{\frac{t}{b}} & : \frac{t}{b} \geq 3,333 \end{cases} \quad (2.66)$$

$$\mu_{pch} = \begin{cases} 1 + 0,9\frac{t}{b} & : \frac{t}{b} < 3,333 \\ 2,191\sqrt{\frac{t}{b}} & : \frac{t}{b} \geq 3,333 \end{cases} \quad (2.67)$$

Die Gesamtsumme der Erddruckkräfte infolge Eigenlast und Kohäsion berechnet sich wie folgt:

$$E_{ph} = \frac{1}{2}\gamma t^2 \cdot b \cdot \mu_{pgh} \cdot K_{pgh} + c \cdot t \cdot b \cdot \mu_{pch} \cdot K_{pch} \quad (2.68)$$

In der DIN 4085 sind die passiven Erddruckbeiwerte aus Eigenlast  $K_{pgh}$  und Kohäsion  $K_{pch}$  nach der Theorie von COULOMB mit ebenen Gleitflächen zu ermitteln. Nach der Ö-Norm B 4434 können die Beiwerte sowohl mit ebenen als auch mit gekrümmten Gleitflächen ermittelt werden. Bei Reibungswinkeln von  $\varphi > 35^\circ$  und hohen Erddruckneigungswinkeln liefert die Theorie von COULOMB zu günstige Werte.

## 2.6 Berechnung des Erddrucks mit dem Bettungszahlverfahren

### 2.6.1 Grundlagen des Bettungszahlverfahren

Das Bettungszahlverfahren wurde erstmals 1867 von WINKLER zur Berechnung des Eisenbahnoberbaus formuliert. In diesem Verfahren wird die Annahme getroffen, daß die Dehnung des Untergrundes an einem betrachteten Punkt proportional zur resultierenden Spannung in diesem Punkt ist. Es wird meist zur Berechnung von Flach- und Flächengründungen verwendet. Für den WINKLERSchen Halbraum gelten folgende Voraussetzungen:

- Es handelt sich um einen beliebig belasteten elastischen prismatischen Balken.
- Dieser ist auf einer elastischen Unterlage angeordnet.
- Der Zusammenhang zwischen dem Sohldruck  $\sigma_z$  und der Setzung  $z$  wird durch die Gleichung 2.69 erfaßt.

$$\sigma_z = k_{sz} \cdot z \quad (2.69)$$

Der Proportionalitätsfaktor  $k_{sz}$  kann dabei als Federkonstante aufgefaßt werden. Der Begriff Bettungszahl bzw. -modul wurde erstmals 1888 von ZIMMERMANN für  $k_{sz}$  verwendet.

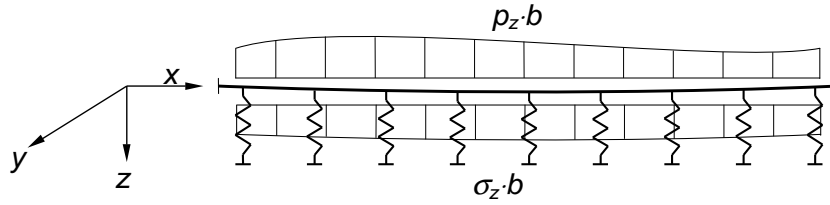


Bild 2.15: Bezeichnungen am elastisch gebetteten Balken

Das Bettungszahlverfahren, welches sehr gut für die Berechnung von Eisenbahnschienen bei punktwieser Stützung der Schwellen geeignet ist, liefert jedoch für Gründungen mit flächigem Kontakt teilweise unzutreffende Ergebnisse bei der Vorhersage der Verformungen. Die Berechnung erfolgt über die Lösung folgender Differentialgleichungen.

$$\frac{d^2 M_y}{dx^2} = (p_z - \sigma_z) \cdot b \quad (2.70)$$

$$M_y = -E_b \cdot I_y \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (2.71)$$

$$E_b \cdot I_y \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} = (p_z - \sigma_z) \cdot b \quad (2.72)$$

Durch das Einsetzen der im WINKLERSchen Halbraum geltenden Gleichung 2.69 in die Differentialgleichung 2.72 ergibt sich die Gleichung 2.73.

$$E_b \cdot I_y \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} = (p_z - k_{sz} \cdot z) \cdot b \quad (2.73)$$

Diese Differentialgleichungen gelten jedoch nur bei konstant verteiltem Bettungsmodul und unter der Annahme, daß der Boden durch unendlich viele, unabhängige Einzelfedern idealisiert wird.

Für diese Randbedingungen sind diese Gleichungen analytisch lösbar. Bei veränderlichen Bettungsmoduln bzw. veränderlicher Geometrie sowie bei Berücksichtigung der Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Spannung und Beeinflussung der Federn untereinander (Setzungsmulden), existiert oft keine analytische Lösung dieses Gleichungssystems.

### 2.6.2 Anwendung für Erddruckberechnungen

Mit dem Aufkommen der Rechentechnik ist ein verstärkter Einsatz des Bettungszahlverfahrens zur Berechnung des Erddrucks zu verzeichnen. Nach BESLER [5], der umfangreiche Berechnung zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Spundwänden durchführte, können die folgenden Gründe als Ursache für eine unzureichende Modellierung der Bauwerk-Boden-Interaktion angesehen werden:

- Der Bettungsmodul wird in Anlehnung an Bettungsansätze für Flachgründungen oft zu groß angesetzt.
- Die Bewegungsart der Wand wird beim Ansatz des Bettungsmoduls oft nicht berücksichtigt.
- Die Verteilung des Bettungsmoduls erfolgt meist willkürlich und ist deshalb eine Fehlerquelle.
- Eine Prüfung der Verträglichkeit des mobilisierten Erddrucks  $e_m$  mit den Grenzwerten der Erddrucktheorie ( $e_a < e_m < e_p$ ) erfolgt oft nicht.

Das Bettungszahlverfahren wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit vom Autor für die Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks modifiziert, mit Mobilisierungsfunktionen versehen und für Vergleichsberechnungen in Kapitel 6 verwendet.

Weitere Bettungsansätze wurden von VOGT [63] 1984 für die Berechnung von monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand formuliert.

## 2.7 Berechnung des Erddrucks mit der Finiten Elemente Methode

### 2.7.1 Einführung

Die Methode der Finiten Elemente (FEM) ermöglicht die Untersuchungen des Kraft-Verformungs-Verhaltens komplexer geometrischer Strukturen mit unterschiedlichen Materialeigenschaften. Für geotechnische Berechnungen hat ihre Bedeutung in den letzten Jahren erheblich zugenommen. Die Ausführungen dieses Abschnittes sollen die verwendeten Stoffgesetze darstellen. Es wird hier nicht angestrebt, die kontinuumsmechanischen Grundlagen vollständig zu erläutern.

Die FEM basiert auf der folgenden Grundgleichung:

$$\Pi = \Pi_i + \Pi_a = \sum_e \left( \Pi_i^e + \Pi_a^e \right) . \quad (2.74)$$

Mit:

$\Pi$  . . . . . gesamte potentielle Energie des Systems,

$\Pi_i$  . . . . . potentielle innere Energie des Systems,

$\Pi_a$  . . . . . potentielle äußere Energie des Systems,

$\sum_e \Pi_i^e$  . . . Summe der potentiellen inneren Energie über alle Elemente  $e$ ,

$\sum_e \Pi_a^e$  . . . Summe der potentiellen äußeren Energie über alle Elemente  $e$ .

Dabei kann unter innerer Energie u. a. die Formänderungsenergie eines Kontinuums verstanden werden und unter der äußeren Energie die Wirkung äußerer Felder wie z. B. Belastungen und Gravitation.

Die Berechnung erfolgt in sechs Schritten (KRÄTZIG [3]).

1. Diskretisierung des Systems in eine geeignete Anzahl finiter Elemente.
2. Ermittlung einer Elementsteifigkeits-, Elementnachgiebigkeits- oder gemischten Elementmatrix.
3. Transformation jeder einzelnen Elementbeziehung in das globale Koordinatensystem und Einbau aller Elemente in das Gesamttragwerk.
4. Einbau aller Randbedingungen.
5. Bestimmung der unbekannt Variablen durch die Lösung des Gleichungssystems.
6. Bestimmung der Zustandsgrößen aus den globalen Variablen.

Bei der Verwendung nicht ideal elastischer Modellgesetze erfolgt die Lösung durch iteratives Wiederholen der Schritte 2 bis 6 mit gleichzeitiger Anpassung der Elementsteifigkeiten in Abhängigkeit von der Spannungen bzw. Dehnungen.

### 2.7.2 Anwendung für Erddruckberechnungen

Die Anwendung der Finiten Elemente Methode für die Berechnung des Erddrucks im Bruchzustand ist wegen der großen Verformungen, insbesondere der Scherlokalisierungen, problematisch. Beispiele von Untersuchungen des Erddrucks mittels FEM finden sich u. a. bei ZIEGLER [70] und KEMPFERT [35]. Bei der Berechnung von Bruchzuständen im Boden mit der FEM treten verschiedene Probleme auf, die den Einsatz dieser Methode erschweren. Diese sind im Folgenden dargestellt.

Per Definition ist die Anwendung der Standard-FEM-Formulierungen (Theorie der infinitesimalen Verformungen) auf Einsatzfälle beschränkt, in denen die Deformationen im

Vergleich zu den Elementgrößen gering sind. Ausnahmen ergeben sich bei Verwendung der Theorie großer Verformungen und kontinuierlicher Neuvernetzung (Updated Mesh Analysis [11]). In den FEM-Programmen werden Formulierungen verwendet, die die Berücksichtigung der großen strukturellen Verzerrungen auf die FE-Gleichungen erlauben (Updated LAGRANGIAN-Ansätze) und die Spannungsänderung infolge der Rotationen der Knotenpunkte definieren (z. B. KIRCHHOFFSche Spannung bzw. HILL stress rate). Jedoch versagen diese Gleichungen, wenn die Schubdehnungen zu groß sind [11].

Bei ausreichend dichter Vernetzung ergeben sich insbesondere bei der Berechnung des räumlichen passiven Erddruck stets Deformationsgrößen, die die durchschnittliche Elementlänge im Bereich der Bruchflächen um ein Vielfaches übertreffen. Bei der Anordnung von Interface-Elementen oder Kontaktflächen zur Aufnahme dieser Schubverzerrungen wird die freie Ausbildung der räumlich gekrümmten Bruchfigur behindert. Im Ergebnis der Berechnungen ergeben sich inadäquate Bruchkörper, die im Vergleich zu Modell- und Großversuchen einen zu großen passiven Erddruck hervorrufen.

Eine weitere Lösungsmöglichkeit für die Berechnung der Grenzzustände des Erddrucks mittels der FEM ist z. B. die Verwendung von Stoffgesetzen mit lokaler Plastifizierungsmöglichkeit [10], bei denen sich Scherbänder mit großen Schubverzerrungen innerhalb der finiten Elemente ausbilden können. Die Umsetzung dieser Stoffmodelle und der zugehörigen Elemente für die Anwendung im verwendeten Programmsystem hätte jedoch den Rahmen dieser Arbeit gesprengt.

Eine weitere Vorgehensweise wäre die kontinuierliche Neuvernetzung der Bereiche, in denen Scherlokalisierungen stattfinden. Die Abbildung der Spannungen und Steifigkeiten eines verformten Netzes auf ein neues, unverformtes Netz ist jedoch nur mit einem Genauigkeitsverlust verbunden, welches bei der Vielzahl der notwendigen Neuvernetzungen zunehmende Abweichungen der Berechnungsergebnisse erwarten läßt. Weiterhin sind diese Berechnungen hinsichtlich Rechenzeit und Speicherbedarf extrem aufwendig.

Nach umfangreichen Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Stoffgesetzen (u. a. mit dem von MOHR-COULOMB [27] und dem Hypoplastischen Stoffgesetz [24, 40, 41, 69]) sowie verschiedenen Kontakt-Ansätzen konnten keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt werden. Deshalb ist in dieser Arbeit auf eine Betrachtung der Bruchprobleme mit Hilfe der Finiten Elemente Methode verzichtet worden.

## 2.8 Schlußfolgerungen

Die Bewertung des aktuellen Entwicklungsstandes zeigt, daß die bisher zur Verfügung stehenden Berechnungsverfahren die Ergebnisse von in der Literatur dokumentierten Modell- und Großversuchen nicht mit der ausreichenden Genauigkeit beschreiben können.

Mit den verschiedenen Verfahren werden zum Teil erhebliche Abweichungen in den Berechnungsergebnissen erhalten. So werden in den meisten Verfahren Annahmen bezüglich der Erddruckverteilung und des Drehpunkts unabhängig von der Belastung getroffen. Dies ist eine grobe Vereinfachung der wirklichen Verhältnisse. Weiterhin können mit diesen Verfahren keine Aussagen bezüglich der Erddruck-Verformungs-Beziehung getroffen werden, was aber für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und für Verformungsprognosen von großem Interesse ist. Gleichfalls bleibt die Nachgiebigkeit des Trägers in den Berechnungen unberücksichtigt. Dies kann insbesondere bei schlanken, tief eingebundenen Trägern dazu führen, daß die Berechnungsergebnisse auf der unsicheren Seite liegen.

Die aufgezeigten Mängel und Widersprüche waren Anlaß, das Tragverhalten von Trägern im kohäsionslosen Böden experimentell und numerisch näher zu untersuchen.

Der Schwerpunkt liegt dabei auf dem in der Praxis sehr häufig vorkommenden Fall der ein- und mehrfach gestützten Trägerbohlwand, bei dem im Bereich des Erdauflagers näherungsweise von einer Parallelbewegung ausgegangen werden kann.

Es wird die Entwicklung eines Berechnungsalgorithmus angestrebt, der das Verhalten parallel verschobener Träger statisch korrekt erfaßt und die experimentellen Befunde eigener und veröffentlichter Versuche zutreffender als die bekannten Verfahren beschreibt.

Zusätzlich werden Modelle ausgewertet, die es ermöglichen, die Wechselwirkung zwischen Träger und Baugrund zu erfassen. Dies wird vor allem bei der Beurteilung der Nutzungsfähigkeit und des vorhandenen Sicherheitsniveaus bestehender Bauwerke in Zukunft zunehmend an Bedeutung gewinnen.

# Kapitel 3

## Modellversuche

### 3.1 Planung und Durchführung der Modellversuche

Die Modellversuche sollen Erkenntnisse über die Erddruckkräfte und die Erddruckverteilung sowie deren Mobilisierung bis hin zum Bruchzustand bringen. Dabei wird entsprechend der in der Praxis sehr häufig vorkommenden Fälle der ein- und mehrfach verankerten Trägerbohlwände von einer Parallelverschiebung ausgegangen.

Die in der Literatur beschriebenen Modellversuche sind, von einigen Ausnahmen abgesehen, fast ausschließlich mit nichtbindigen Böden durchgeführt worden. Dieses Material erweist sich für Modellversuche am geeignetsten, da es gegenüber bindigen Böden einige Vorteile aufweist. Insbesondere die Proportionalität der in den Scherfugen auftretenden Reibungskräften zu dem Spannungsniveau erleichtert die Ableitung der Ergebnisse auf andere Maßstäbe. Weiterhin läßt sich dieses Material im Vergleich zu kohäsiven Böden gleichmäßiger mit verschiedenen Ziellagerungsdichten einbauen.

Damit können zuverlässige und reproduzierbare Versuche durchgeführt werden, die unter der Einhaltung von Modellgesetzen auch die Übertragung der Erkenntnisse auf größere, praxisrelevante Abmessungen besser zulassen als mit bindigen Böden. Die Abhängigkeit der Meßgrößen von den in den Versuchen gewählten Geschwindigkeiten ist im Vergleich zu kohäsiven Böden gering.

#### 3.1.1 Verwendeter Versuchssand

Das in allen durchgeführten Versuchen verwendete Material, welches am Institut mit *Dresdner Sand 98* bezeichnet wird, läßt sich als Mittelsand mit fein- und grobsandigen Bestandteilen einordnen. Mit dem Modellsand wurden umfangreiche Versuche zur Kennwertermittlung

durchgeführt, u. a. Siebungen, Kasten- und Kreisringversuche, Triaxialversuche sowie Kompressionsversuche. Es wurden weiterhin die Grenzlagerungsdichten (Tabelle 3.1) und Parameter des hypoplastischen Stoffgesetzes bestimmt (HERLE [24]).

### Sieblinie

Die Sieblinie des *Dresdner Sands 98* ist im Bild 3.1 dargestellt. Es handelt sich demnach um einen engestufteten feinsandigen Mittelsand. Zur genauen Feststellung der Korngrößenverteilung wurden insgesamt 13 Siebe verwendet. Alle gewonnenen Ergebnisse schwanken im Bereich unvermeidlicher versuchsbedingter Streuungen. Die gemessenen und interpretierten Eigenschaften sind in der Tabelle 3.1 dargestellt.

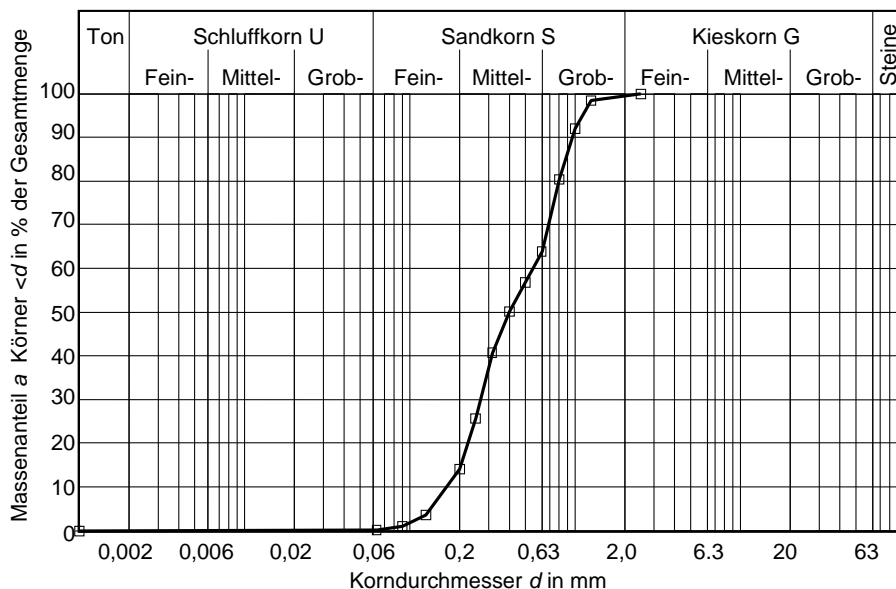


Bild 3.1: Sieblinie *Dresdner Sand 98*

### Rahmenscherversuche

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit des Bodens wurden u. a. Rahmenscherversuchen durchgeführt. Die Bodenprobe hat eine kreisförmige Grundfläche mit einem Durchmesser 6,35 cm. Die Normalspannung lag bei allen Versuchen im Bereich von  $\sigma_N = 50 \dots 600 \text{ kN/m}^2$ . Der Schervorgang erfolgte mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit  $v_s$  von 0,25 mm/min. Die Ergebnisse der Rahmenscherversuche sind in der Tabelle 3.2 angegeben.

Bei der Zusammenstellung der ermittelten Reibungswinkel gegenüber der Porenzahl im Ausgangszustand ergibt sich das Diagramm 3.2, wobei eine mittlere Normalspannung von  $\sigma_N = 100 \text{ kN/m}^2$  zugrunde gelegt ist.

max. Porenzahl $e_{max}$	0,803
min. Porenzahl $e_{min}$	0,444
max. Porenanteil $n_{max}$	0,445
min. Porenanteil $n_{min}$	0,3075
max. Trockendichte $\varrho_{d,max}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,835
min. Trockendichte $\varrho_{d,min}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,470
Korndichte $\varrho_S$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,65
$d_{10}$ [mm]	0,18
$d_{30}$ [mm]	0,27
$d_{50}$ [mm]	0,40
$d_{60}$ [mm]	0,58
Ungleichförmigkeitszahl	3,24
Krümmungszahl	3,24
mittlerer Durchmesser [mm]	0,53
Benennung der Korngrößen	ms,gs,fs
Klassifizierung nach DIN 18196	SE

Tabelle 3.1: Stoffkennwerte *Dresdner Sand 98*

Lagerung	$\varrho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$e_0$	$\varphi$ °
locker	1,582-1,628	0,628-0,675	28,9-36,1
mitteldicht	1,68-1,685	0,573-0,577	35,9-36,2
dicht	1,765-1,768	0,499-0,501	38,8-44,5
sehr dicht	1,83-1,833	0,446-0,448	39,4-45,2

Tabelle 3.2: Ergebnisse der Scherversuche am *Dresdner Sand 98* nach [44]

### Triaxialversuche

Zur Bestimmung der Scherparameter unter isotroper Belastung wurden von MÜLLER und GEORGI zahlreiche Triaxialversuche durchgeführt. Die mit verschiedenen Lagerungsdichten eingebauten Proben hatten jeweils einen Durchmesser von 10 cm. Die Probenhöhe betrug 20 cm. Die Versuche erfolgten mit konstanten Zelldrücken  $\sigma_2 = \sigma_3$  von 50, 75, 100 und 150 kN/m<sup>2</sup>.

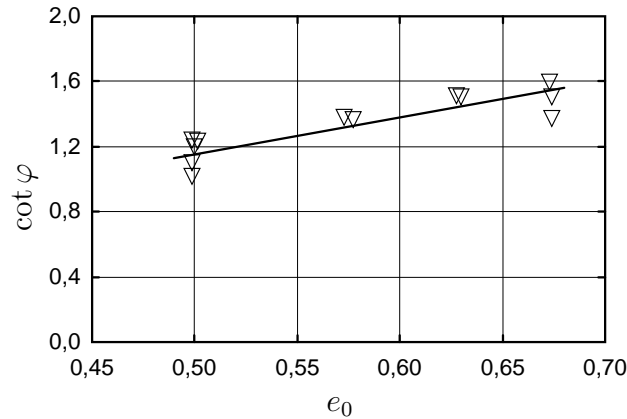


Diagramm 3.2: Cotangens des Reibungswinkel als Funktion der Anfangsporenzahl

$e_0$	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$\sigma_3$ kN/m <sup>2</sup>	$\varphi$ °
0,476	1,83	50	45,5
0,476	1,83	75	44,4
0,476	1,83	100	43,6
0,476	1,83	150	41,9

Tabelle 3.3: Reibungswinkel aus Triaxialversuchen

In der Tabelle 3.3 sind die Ergebnisse der Triaxialversuchen dargestellt. Diese bestätigen die Größenordnung der ermittelten Reibungswinkel in den Kastenscherversuchen und zeigen die Abhängigkeit der Größe des Winkels der inneren Reibung vom Spannungsniveau.

### Kompressionsversuche

Es wurden Kompressionsversuche mittels Triaxialgerät sowie mit weg- und kraftgesteuerten Ödometergeräten durchgeführt. Der Auswertung wurde die Steifezahldefinition von OHDE (Gleichung 3.1) zugrunde gelegt. Als gewichtetes Mittel ergeben sich für die Steifezahlparameter bei mitteldichter Lagerung  $v = 349$  und  $w = 0,58$  und bei dichter Lagerung  $v = 391$  und  $w = 0,46$ . Die Steifezahl kann bei dichter Lagerung nach der Gleichung 3.2 berechnet werden.

$$E_s = v \cdot \bar{\sigma}^w \quad (3.1)$$

$$E_s = 100 \text{ kN/m}^2 \cdot 391 \left( \frac{\sigma}{100 \text{ kN/m}^2} \right)^{0,46} \quad (3.2)$$

### 3.1.2 Versuchsstand

Die Durchführung der Versuche erfolgte in einem am Institut vorhandenen Versuchsstand, der so modifiziert wurde, daß ein senkrechter Modellträger in einer Horizontalverschiebung durch den Versuchsboden bewegt werden kann.

Der Versuchsstand ist im Bild 3.3 dargestellt. Die Abmessungen betragen  $1,50 \times 0,50 \times 0,80 \text{ m}^3$ . Der Antrieb besteht aus einem Elektromotor mit unmittelbar angeschlossenem

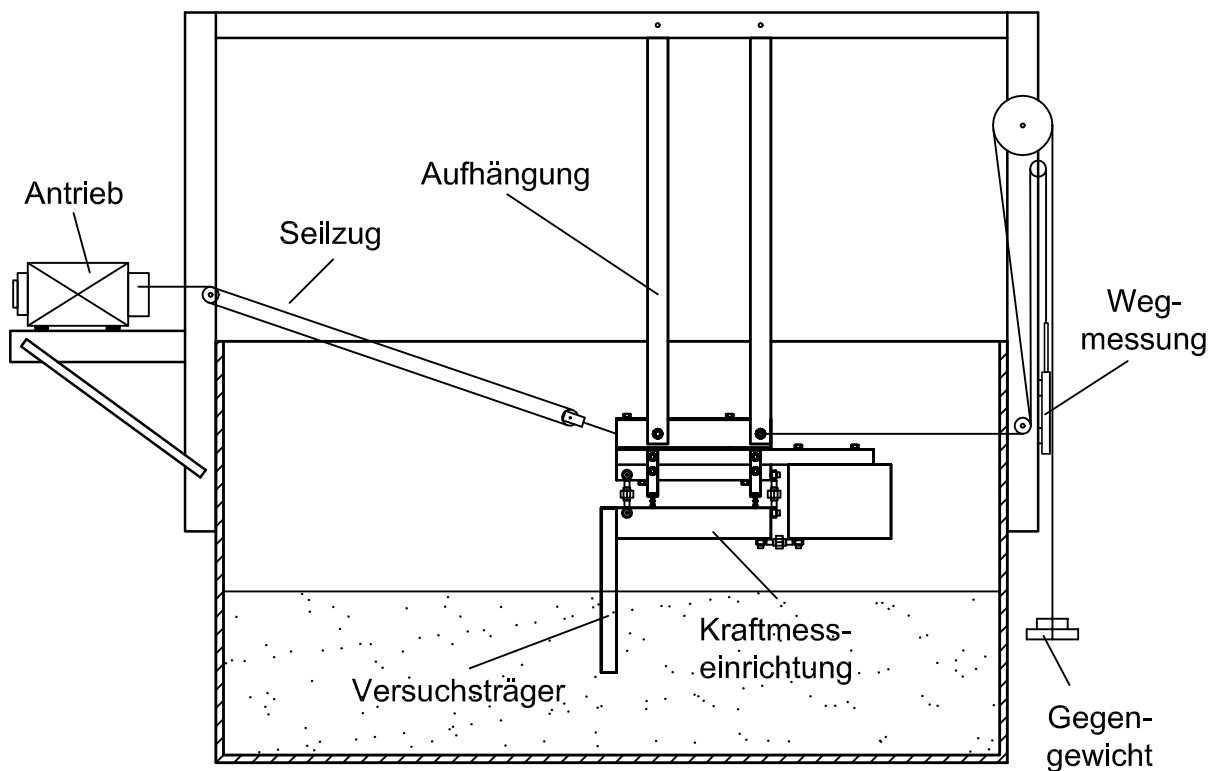


Bild 3.3: Versuchsstand

Getriebe. Dieser treibt eine Seilrolle an, die über einen Flaschenzug mit sechsfacher Unter-  
setzung die Aufhängungskonstruktion für den Modellträger antreibt.

Die Parallelbewegung des Modellträgers wird durch ein Parallelogramm aus Pendelstäben gewährleistet. An diesen Pendelstäben ist ein rechteckiges Aluminium-Hohlprofil befestigt, an dem der Versuchsträger biegesteif angeschlossen ist. Eine Vertikalbewegung, resultierend aus den angreifenden Belastungen, wird somit verhindert. Durch die Verdrehung der Pendelstäbe ergibt sich jedoch eine vertikale Verschiebung  $s_v$  infolge der erzwungenen Horizontalbewegung  $s_h$  nach der Gleichung 3.3.

$$s_v = f(s_h) = 790 - \sqrt{790^2 - s_h^2} \quad (\text{Alle Werte in mm}) \quad (3.3)$$

Bei einer Verschiebung von  $s_{h,max} = 40$  mm tritt somit eine maximale Hebung von rund einem Millimeter ein. Durch die geringe Hebung fällt der Wandreibungswinkel im passiven Bruchzustand geringer aus als ohne Hebung. Eine verminderte Mobilisierung des Erddruckneigungswinkels bedeutet jedoch gleichzeitig eine geringere Mobilisierung des passiven Erddrucks. Die gemessenen passiven Erddruckkräfte sind damit etwas geringer als die bei exakter Parallelverschiebung. Deshalb befinden sich die auf Grundlage dieser Meßergebnisse hergeleiteten Zusammenhänge und Ergebnisse bei der Anwendung in der Praxis auf der sicheren Seite.

Der Modellträger ist über Kraftmeßdosen statisch bestimmt mit der Aufhängung verbunden (Bild 3.4). Die horizontalen Verschiebungen im Versuch werden über einen induktiven Wegaufnehmer an der Kastenrückwand aufgezeichnet (siehe Bild 3.3).

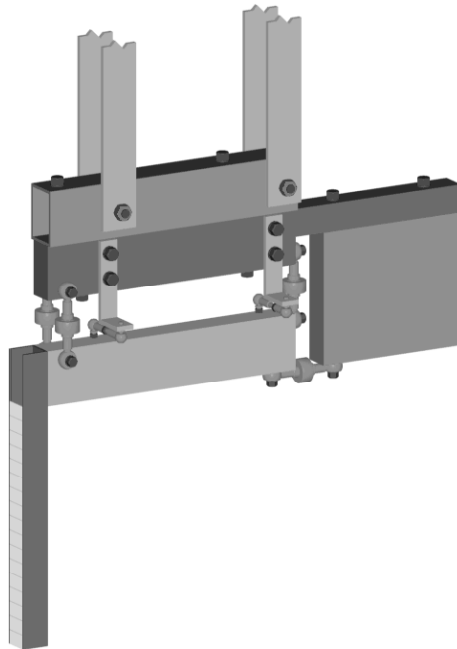


Bild 3.4: Versuchspfahl und Meßlamellen

Die Querschnitte der für den Versuchsstand verwendeten Profile sind so dimensioniert worden, daß die Beeinflussung der Verschiebungsmessung durch die Eigenverformung des Kastens als vernachlässigbar gering eingeschätzt werden kann

### Modellmaßstab

Beim Übertragen der Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche auf reale, in der Praxis vorkommende Größen stellt sich die Frage nach der Ermittlung des sogenannten Modellfaktors. Grundlage dafür liefert die Dimensionsanalyse.

Erste Voraussetzung zur Ableitung der Modellmeßgrößen in andere praxisrelevante Größenordnungen ist die dimensionslose Betrachtungsweise aller Einflußparameter. So ist es bei der Auswertung von Erddruckmodellversuchen üblich, Verschiebungen  $s$  dimensionslos als Quotient mit der Einbindetiefe  $t$  zu betrachten. Häufig werden Erddruckkräfte als dimensionslose, bezogene Größen  $\frac{2E}{\gamma t^2}$  dargestellt. Nach HETTLER [26] und eigenen Beobachtungen treten jedoch weitere Maßstabeffekte auf. So sind zum Beispiel folgende Effekte zu beobachten:

- Mit zunehmender Einbindetiefe  $t$  erhöht sich der Quotient  $\frac{2E}{\gamma t^2}$ .
- Mit zunehmender Einbindetiefe  $t$  vergrößert sich die dimensionslose Wandverschiebung  $s_B/t$  bis zum Erreichen des Bruchzustandes (siehe Bild 3.20).

Diese Effekte werden insbesondere von der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels hervorgerufen. Weiterhin spielt die Biegesteifigkeit der Träger eine Rolle für die Mobilisierung des passiven Erddrucks.

Nach KEMPFERT [35] läßt sich bei bodenmechanischen Modellversuchen ohne Vernachlässigung einer der folgenden Gleichungen 3.4 bis 3.6 kein Modellfaktor finden oder einhalten. Diese Gleichungen zeigen Möglichkeiten für die Übertragung von Parametern mit zusammengesetzten Einheiten vom Modellmaßstab  $\mathcal{M}$  auf einen Prototypen im realen Maßstab  $\mathcal{P}$ .

$$\left[ \frac{F}{\gamma l^3} \right]_{\mathcal{P}} = \left[ \frac{F}{\gamma l^3} \right]_{\mathcal{M}} \quad (3.4)$$

$$\left[ \frac{F}{E l^2} \right]_{\mathcal{P}} = \left[ \frac{F}{E l^2} \right]_{\mathcal{M}} \quad (3.5)$$

$$\left[ \frac{F}{c l^2} \right]_{\mathcal{P}} = \left[ \frac{F}{c l^2} \right]_{\mathcal{M}} \quad (3.6)$$

Wenn davon ausgegangen wird, daß in den Modellversuchen natürlicher Sand mit  $\gamma_{\mathcal{M}} \approx \gamma_{\mathcal{P}}$ ,  $E_{\mathcal{M}} \approx E_{\mathcal{P}}$  und  $c_{\mathcal{M}} \approx c_{\mathcal{P}}$  eingesetzt wird, ist erkennbar, daß bei der Betrachtung der Wichte  $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>], des  $E$ -Modul [kN/m<sup>2</sup>] und der Kohäsion  $c$  [kN/m<sup>2</sup>] über die Grunddimensionen der Länge  $l$  [m] und der Kraft  $F$  [kN], sich die Gleichungen 3.4 und 3.5 sowie 3.4 und 3.6 widersprechen. Aus der Gleichung 3.4 folgt:

$$F \sim l^3 \quad (3.7)$$

und aus den Gleichungen 3.5 und 3.6:

$$F \sim l^2 \quad (3.8)$$

Einen Ausweg aus diesem Widerspruch bildet die Durchführung von Zentrifugenversuchen, in denen entsprechend der Winkelgeschwindigkeit ein anderes Schwerfeld aufgebaut werden kann und somit eine andere ‘wirksame’ Wichte erreicht wird. Zentrifugenversuche haben aber den Nachteil, daß aufgrund der begrenzten Abmessungen nur sehr kleine Modellabmessungen möglich sind und sich damit Störgrößen, wie z. B. einbaubedingte Unregelmäßigkeiten in der Lagerungsdichte des Bodens, stärker auswirken.

In einigen Veröffentlichungen werden Ansätze für die Berechnung des Modellmaßstabes dargestellt, die jedoch nur unter zwei zusätzlichen Voraussetzungen gelten:

- Die Kohäsion  $c$  ist Null.
- Der Elastizitätsmodul nimmt linear mit der Tiefe zu ( $E \sim t$ ).

Damit lassen sich die getroffenen Aussagen jedoch nur für kohäsionslose Böden anwenden. Die Annahme, daß der  $E$ -Modul linear mit der Tiefe zunimmt, ist jedoch eine sehr starke Vereinfachung des tatsächlich vorhandenen Materialverhaltens von Böden, dessen Folgen auf die letztendlich zu erwartenden Berechnungsergebnisse schwer abschätzbar sind. Deshalb wird in dieser Arbeit davon abgesehen, einen konstanten Modell- bzw. Umrechnungsfaktor zur Übertragung der Modellergebnisse auf reale Maßstäbe anzugeben.

Die Größe des geometrischen Faktors wurde für die Modellversuche mit 1:10 festgelegt. Somit wurden reale, häufig vorkommende Träger mit den Breiten von 30 cm bis 60 cm und zugehörige Einbindetiefen von 90 cm bis 210 cm untersucht.

### Steifigkeit des Trägers

In den Modellversuchen wurden ausschließlich ‘starre’ Träger verwendet. Der Modellträger  $30 \times 30$  mm besitzt ein Trägheitsmoment  $I_x$  in der Hauptbelastungsrichtung von  $54234 \text{ mm}^4 \approx 5,42 \text{ cm}^4$ , der  $E$ -Modul  $E_{Alu}$  von Aluminium wird mit  $7300 \text{ kN/cm}^2$  angenommen.

Nach dem Abbildungsgesetz für Biegesteifigkeiten (Gleichung 3.9) ergibt sich unter Annahme gleicher Wichten in Versuch und Wirklichkeit und dem geometrischen Faktor  $n = 1 : 10$  eine Biegesteifigkeit des Prototyps  $EI_{\mathcal{P}} = 100\,000 EI_{\mathcal{M}}$ .

$$\left( \frac{EI}{\gamma h^5} \right)_{\mathcal{P}} = \left( \frac{EI}{\gamma h^5} \right)_{\mathcal{M}} \quad (3.9)$$

Beim Einsatz von Stahlprofilen in der Praxis hätten diese abbildungsgetreu ein Trägheitsmoment von  $188528 \text{ cm}^4$ , was ungefähr einem Walzprofil HEA 600 entspricht. Bei der Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks nach WEISSENBACH wäre dessen Widerstandsmoment bei einer Einbindetiefe von 2,1 m ( $\hat{=} 21 \text{ cm}$  Modellgröße) jedoch nur zu 17 % ausgenutzt

und die Durchbiegung des Trägers würde nur 1 mm betragen. Aufgrund der geringen Ausnutzung der Steifigkeit können sowohl die bei den Modellversuchen verwendeten Träger als auch deren Abbildung auf natürliche Größenverhältnisse als starr definiert werden.

### Einfluß des Erdruhedrucks und des aktiven Erddrucks auf die Meßwerte

Zur Ermittlung des Einflusses des aktiven Erddrucks und des Erdruhedrucks auf die Meßergebnisse bei der Mobilisierung der passiven Erddruckresultierenden wurde zunächst im Vorversuch der Einfluß des Erdruhedrucks zu quantifiziert. Betragsmäßig ist dieser bedeutend größer als der räumlich wirkende aktive Erddruck. Es wurde ein Nullabgleich sämtlicher Meßkanäle durchgeführt und anschließend der Versuchssand in den Modellversuchsstand eingebaut, um damit die Größe des Erddrucks auf den Versuchsträger zu ermitteln. Die Meßergebnisse aus diesem Versuch lagen bei allen Meßstellen innerhalb des Meßrauschens.

Rechnerisch läßt sich dieses ebenfalls nachweisen. Für den für die Messung ‘günstigsten’ Fall, bei einer Einbindetiefe  $t = 21$  cm und unter Annahme eines Versuches mit geringem Reibungswinkel von  $\varphi = 36^\circ$ , ergibt sich nach der Gleichung 3.12 eine Dehnung der Oberfläche der Lamellen von rund  $11 \mu\text{m}/\text{m}$  (siehe Abschnitt 3.1.3).

$$M = \frac{\gamma t K_{0gh} l^2}{8} \quad (3.10)$$

$$\varepsilon = \frac{M}{W \cdot E_{Alu}} \quad (3.11)$$

$$= \frac{\gamma t K_{0gh} l^2}{8} \cdot \frac{6}{d^2 E_{Alu}} = 11,02 \mu\text{m}/\text{m} \quad (3.12)$$

Mit:

$l$  . . . . . Stützweite der Lamellen = 27 mm,

$d$  . . . . . Lamellendicke = 1 mm,

$M$  . . . . . Belastungsmoment infolge Erdruhedruck in der Tiefe  $t$ ,

$W$  . . . . . Widerstandsmoment der Meßlamellen,

$\gamma$  . . . . . Wichte des Modellbodens ca.  $17 \text{ kN}/\text{m}^3$ ,

$K_{0gh}$  . . . Erdruhedruckbeiwert ( $K_{0gh} \approx 1 - \sin \varphi$ ).

Die geringste mittels Dehnmeßstreifen und vorhandenen Meßgeräten meßbare Einheit der Dehnung ist  $1 \mu\text{m}/\text{m}$ . Das Meßrauschen beträgt ca.  $\pm 5 \mu\text{V}/\text{V} \hat{=} \pm 5 \mu\text{m}/\text{m}$ . Die maximale Dehnung der Lamellen wurde auf den elastischen Verformungsbereich von Aluminium abgestimmt und beträgt bei Maximalbelastung  $1000 \mu\text{m}/\text{m}$ .

Dies zeigt, daß der wesentlich größere Erdruchdruck bereits keinen meßbaren Einfluß auf die Größe des passiven Erddrucks besitzt. Der Einfluß des Erdruchdrucks auf die resultierende Erddruckkraft ist somit als sehr gering einzustufen, da er im Ausgangszustand allseitig mit dem gleichen Betrag wirkt.

Der Einfluß des aktiven Erddrucks auf die Resultierende ist überschläglich nach der Gleichung 2.16 für alle Versuche abgeschätzt worden. Er lag in allen Fällen unter einem Prozent und beeinflußt die Ergebnisse unterhalb der Meßbarkeitsgrenze. Unter praktischen Gesichtspunkten ist damit der Einfluß bedeutungslos.

### 3.1.3 Messung des Erddrucks mit Lamellen

Mit einer Lamellenkonstruktion (Bild 3.4 und 3.7) lassen sich detaillierte Angaben über die Verteilung der Spannungen entlang des Trägers gewinnen. Die Lamellen werden aus Aluminium- und Stahlblechen gebildet, die auf der unbelasteten Rückseite mit Dehnmeßstreifen belegt sind. Die Messung erfolgt über die WHEATSTONESche Brückenschaltung, bei der kreuzweise verklebte Dehnmeßstreifen die Temperatureinflüsse kompensieren. Die Lamellen wurden mit Hilfe eines Feinmanometers und einer Gummimembran (siehe Bild 3.5) kalibriert. Dazu wurde die Membran vollflächig auf die Lamellen aufgelegt. Die Messung



Bild 3.5: Kalibrierung der Erddrucklamellen

der Dehnungen bzw. Widerstände erfolgte in 0,1 bar Druckstufen. Damit ergab sich für jede Lamelle eine Meßkurve für die Druck-Widerstands-Abhängigkeit. Diese Kalibrierkurven lagen der Versuchsauswertung zur Ermittlung der Erddruckverteilung zugrunde.

### 3.1.4 Messung der resultierenden Kräfte

Zusätzlich zum Erddruck sind die am Modellträger wirkenden resultierenden Kräfte gemessen worden. Dazu wurde der Träger einschließlich des starr angeschlossenen Horizontalschenkels an sechs Pendelstäben aufgehängt, um ein räumlich statisch bestimmtes Meßsystem zu erhalten (siehe Bild 3.6).

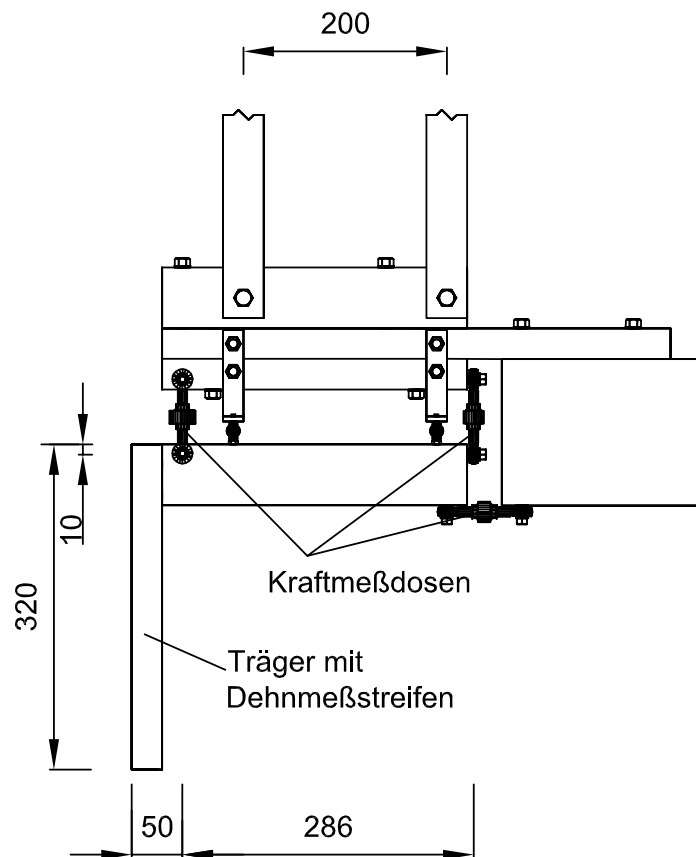


Bild 3.6: Lagerung des Trägers

Da für die Ermittlung der horizontalen und vertikalen Erddruckresultierenden sowie des Kraftangriffspunkts nicht alle Stabkräfte von Interesse sind, konnte die Messung auf vier Kräfte beschränkt werden. Das gesamte Meßsystem ist bezüglich der Geometrie und der Belastungen einfach symmetrisch. Aus diesem Grund haben die Summen aller Kräfte und Momente quer zur Bewegungsrichtung die Größe Null.

Abweichungen der Meßgrößen von Null resultieren aus geringen geometrischen Imperfektionen der Meßeinrichtung und Inhomogenitäten des Versuchsbodens, die bei Modell- und in-situ-Versuchen nie vollständig ausgeschlossen werden können.

Die konstruktive Ausbildung der Meßeinrichtung für die Erddruckresultierende erfolgte mittels Zug-Druck-Kraftmeßdosen mit einem Meßbereich von 1 kN. Um eine realistische Auswertung der Kräfte zu ermöglichen und das statische Modell mit der Lagerung auf sechs Pendelstäben möglichst exakt zu erreichen, wurden beiderseits der Kraftmeßdosen Kugelgelenke aufgeschraubt. Diese weisen unter Berücksichtigung der beschränkten Bewegungsmöglichkeiten bei der statisch bestimmten Lagerung eine ideale Gelenkigkeit um alle drei Raumachsen auf. Die Konstruktion der vertikalen Aufhängung mit Pendelstäben gewährleistet außerdem eine zentrische Krafteinleitung in die Kraftmeßdosen, die eine unmittelbare Voraussetzung für verlässliche Meßwerte darstellt.

### 3.1.5 Verwendete Trägerformen

#### Runder Versuchsträger

Zur Messung von Bruchkräften bei runden Trägern und zur Abschätzung des Einflusses der Form des Trägers wurde als Modellträger ein Aluminium-Vollprofil mit 30 mm Durchmesser verwendet. Da die Messung der Flächenpressungen auf gewölbte Oberflächen nicht mit vertretbarem technischem Aufwand möglich sind, wurde in diesen Versuchen ausschließlich die Größe und Lage der resultierenden Kraft registriert.

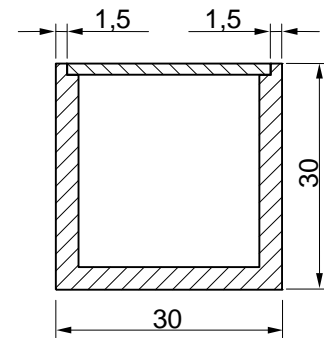
#### Quadratischer Versuchsträger $30 \times 30 \text{ mm}^2$

In Erweiterung der Vorversuche mit dem runden Träger sollte bei den Modellversuchen zusätzlich zu den resultierenden Kräften auch die Erddruckverteilung entlang des Versuchsträgers gemessen werden. Dazu müssen im Idealfall ebene Meßflächen vorliegen. Es wurde deshalb ein quadratischer Träger entwickelt, der die Erfassung der Spannungsverteilung über die Trägerlänge ermöglicht.

Ein U-Profil aus Aluminium ist entsprechend dem Bild 3.7 mit insgesamt fünfzehn Aluminiumblechen von 15 mm Höhe bestückt worden, die die Meßlamellen bilden. Dabei betragen bei dem  $30 \times 30 \text{ mm}^2$  großen Versuchsträger die Blechdicken der untersten zwei Lamellen 1,0 mm und die der restlichen dreizehn Blechen 0,8 mm. Die größeren statischen Querschnitte im unteren Bereich des Trägers wurden notwendig, da bei voller Mobilisierung des Erddrucks die Fließgrenze des Aluminiums erreicht worden wäre. Eine Verkleinerung der Widerstandsmomente in den oberen Bereichen des Trägers ergab sich aus der Notwendigkeit, die Meßfehler bei gering mobilisiertem Erddruck zu minimieren. Die optimale Ausnutzung

der Meßlamellen ist dann erreicht, wenn unter der höchsten anzunehmenden Belastung der elastische Verformungsbereich der Materialien vollständig ausgenutzt wird.

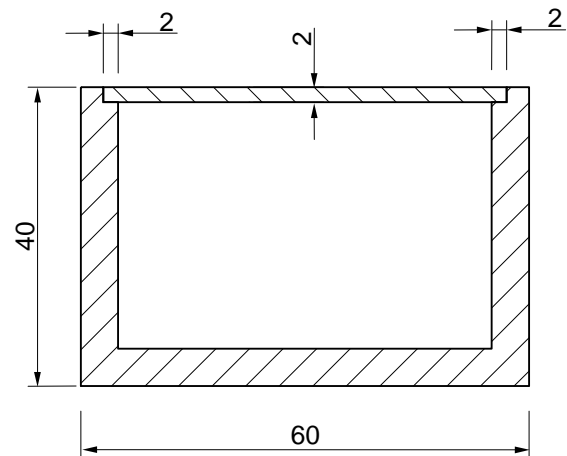
Die Lamellen wurden auf der Rückseite im Bereich des Momentenmaximums mit Dehnmeßstreifen beklebt. Bei der Belastung durch den Erddruck werden sie in geringem Maße verformt. Die sich auf der Rückseite einstellende Dehnung läßt sich als Widerstandsänderung in den Dehnmeßstreifen quantifizieren und erlaubt Rückschlüsse auf die Größe des Erddrucks.

Bild 3.7: Profil  $30 \times 30 \text{ mm}^2$ 

### Rechteckiger Versuchsträger $60 \times 40 \text{ mm}^2$

Zur Ermittlung des Einflusses der Trägerbreite auf den Erddruck und die Bruchkräfte wurden außerdem Versuche mit einem Aluminium-U-Profil mit den Abmessungen  $60 \times 40 \text{ mm}^2$  durchgeführt (Bild 3.8).

Da sich aufgrund der längeren Stützweite der Lamellen größere Feldmomente ergeben, wurden hier statt der Aluminiumbleche dünne Stahlbleche mit Dicken von 1,5 und 2,0 mm als Lamellen eingesetzt. Die Gesamtlänge des Profils betrug bei allen Querschnitten 330 mm.

Bild 3.8: Querschnitt  $60 \times 40 \text{ mm}^2$ 

### 3.1.6 Antrieb und Geschwindigkeit

Der Antrieb des Versuchsträgers erfolgt über einen Getriebemotor mit angeschlossener Winde. Durch die hohe Drehzahl des Motors von 30000 Umdrehungen pro Minute mit gleichzeitiger starker Untersetzung über zwei Schneckengetriebe ergab sich eine gleichmäßige Vorschubgeschwindigkeit. Diese ist notwendig, um verlässliche Versuchsergebnisse mit geringer Streuung zu erhalten. Zur Gewährleistung der erforderlichen Kräfte zum Erreichen des Bruchzustandes wurde ein Flaschenzug mit sechsfacher Untersetzung eingesetzt. Gleichzeitig bewirkt dieser Antriebsmechanismus einen kontinuierlichen Zugvorgang über sehr

große Wegstrecken. Die Geschwindigkeit des Versuchsträgers wurde bei allen Versuchen mit 2,5 mm/min konstant beibehalten.

### 3.1.7 Einbau

Zielstellung beim Einbau ist es, eine nahezu konstante Lagerungsdichte zu erreichen, damit möglichst gleichmäßige Stoffeigenschaften im gesamten Einflußbereich des Trägers sowie im Bereich der Bruchfläche vorherrschen.

Der Einbau erfolgt nach dem sogenannten Riesel- oder Sandregenverfahren. Dabei fließt der Sand durch einen Schlauch aus einem Vorratsbehälter zu dem Prallsieb, welches eine gleichmäßigere Verteilung des Sandes bewirkt. Anschließend bewegt sich der Sand im freien Fall bis zum Kastenboden, wobei die Höhe des freien Falls und die Rieselmenge pro Zeiteinheit maßgeblichen Einfluß auf die erzielte Lagerungsdichte haben.

### 3.1.8 Versuchsdurchführung

Die Versuche liefen in vier Schritten ab. Vor jedem Versuch erfolgte eine Justierung der Versuchseinrichtung, wobei die Pendelstäbe und der Versuchsträger eine senkrechte Ausrichtung erhielten. Unmittelbar danach konnte mit dem Einrieseln des Sandes begonnen werden. Die dabei angestrebten bezogenen Ziellagerungsdichten  $I_D$  sollten in dem Bereich von 0,3 bis 0,9 liegen. Unterschiedlichen Lagerungsdichten konnten durch Variation der Fallhöhe sowie der Menge des gerieselten Sandes pro Zeiteinheit durch Querschnittsänderung in der Rieseleinrichtung erzielt werden.

Der Sand wurde in Schichten von höchstens 5 cm Stärke eingebaut und nach Erreichen der Endhöhe mit einer Abzieheinrichtung abgeglichen. Die Zielhöhe war möglichst exakt einzuhalten, um einerseits die Meßergebnisse nicht durch eine veränderte Einbindetiefe zu verfälschen und um andererseits bei der Berechnung der Lagerungsdichte das korrekte Volumen zu kennen.

Im dritten Schritt erfolgte der eigentliche Versuch. Der Meßcomputer und das Vielstellenmeßgerät wurden vorbereitet und der Träger durch Eintragen der vorgegebenen Bewegungsrichtung und -art kontinuierlich verschoben. Kriterium für die Beendigung der Versuche war das Erreichen des Maximalwertes der horizontalen Erddruckkraft und deren anschließender Rückgang. Durch die gewählte Konstruktionsart mittels Flaschenzug und Seilwinde stand ein versuchstechnisch gesehen „unbegrenzter“ Weg für die Verschiebung zur Verfügung, so daß bei allen Versuchen ein Maximum mit anschließendem deutlichen Abfall

der Erddruckresultierenden erreicht werden konnte. Meist wurde jedoch auch dann der Versuch noch solange fortgesetzt, bis sich Bruchfiguren zeigten, die aber in allen Versuchen erst lange nach Erreichen des Maximums zu erkennen waren.

Bei den Versuchen konnten in fast allen Fällen eine solche Bruchfigur erhalten und vermessen werden.

## 3.2 Auswertung und Ergebnisse der Modellversuche

Die Auswertung der Modellversuche erfolgte mit einem vom Verfasser erstellten Computerprogramm. Die wichtigsten Vorteile des Auswertungsprogramms sind im Folgenden dargestellt.

- Die mit dem Aufzeichnungsprogramm BEAM erzeugten ‘rohen’ Meßwertdateien können in dem Programm unmittelbar gelesen und verarbeitet werden.
- Das Programm bietet eine Datenbankoberfläche, in der alle durchgeführten Versuche mit ihren zugehörigen Randbedingungen (wie z. B. Einbaudichte, Einbindetiefe und Bruchkörperabmessungen) gespeichert werden und die es zuläßt, mittels Filterfunktionen alle Versuche, die bestimmten Bedingungen genügen, zu selektieren.
- Die Auswertung mit Hilfe der eingebauten Skriptsprache ermöglicht es, kontinuierlich alle Versuche erneut auszuwerten und damit neue Aspekte und Zusammenhänge für bereits ausgewertete Versuche zu erkennen.
- Das Programm gibt die Möglichkeit, umfangreiche Diagramme zu erzeugen, deren Erzeugung sich auch als Befehl in die Auswertungsskripte einbauen lassen. Damit läßt sich sehr schnell ein Überblick über Erfolg oder Nichterfolg von Versuchen gewinnen.
- Durch die Speicherung der Versuche in die interne Datenbank können leicht Meß- bzw. Ergebniswerte verschiedener Versuche in einem Diagramm dargestellt werden.
- Die Skriptsprache läßt es zu, sehr umfangreiche Berechnungen durchzuführen und auf Plausibilität zu prüfen. In der Sprachsyntax sind viele mathematische, statistische und iterative Funktionen enthalten, die damit die komplizierten Berechnungen möglich machen.
- Das Programm kann große Datenmengen effektiv und schnell bearbeiten und speichern.

- Ergebnisse werden in einem standardisierten Dateiformat gespeichert, das eine programm- und betriebssystemunabhängig Weiterverarbeitung zuläßt.
- Der Zugriff auf die Meßdaten erfolgt über die Namen der Meßkanäle. Daher ist es leichter, inhaltliche Fehler in Berechnungen zu finden. Ebenfalls sind die Skripte dann unabhängig von der Anordnung der Meßspalten in den Meßwertdateien und lassen sich damit für mehrere Versuche verwenden.
- Das Auswertungsprogramm enthält viele Möglichkeiten zu iterativen Lösungsansätzen. Auf diese Weise können z. B. die optimalen Regressionskonstanten nach der Summe der Fehlerquadrate ermittelt werden.

### 3.2.1 Bruchkräfte bei Parallelverschiebung

Im Folgenden werden die Ergebnisse aus den Versuchen mit parallel verschobenen rechteckigen Trägern mit Breiten von 30 mm und 60 mm dargestellt. Es konnte bei allen Versuchen

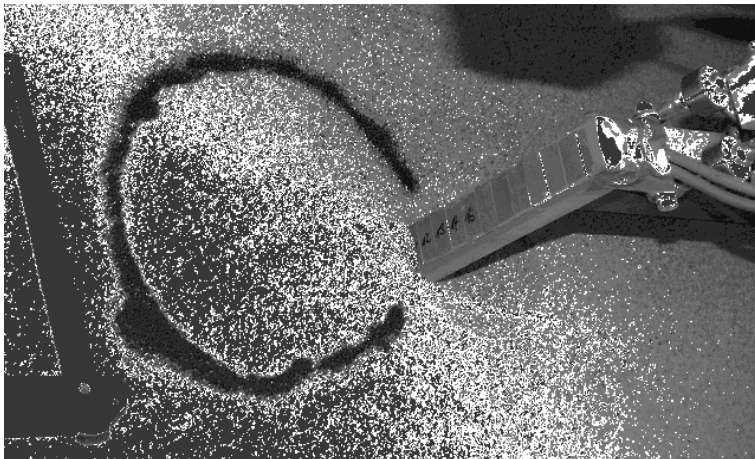


Bild 3.9: Bruchbild nach Beendigung des Versuches

ein Maximum der Bruchkraft festgestellt werden. Ebenfalls bildete sich bei allen Modellversuchen eine Bruchmuschel aus (Bild 3.9), die jedoch bei großen Lagerungsdichten deutlicher ausgeprägt war als bei geringeren.

Das Diagramm 3.10 zeigt die Abhängigkeit der passiven Erddruckkraft von der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$ . Jeder Punkt in dieser Darstellung entspricht dabei der maximalen Erddruckkraft eines Versuches. Die Ergebnisse von Versuchen mit gleicher Trägergeometrie sind in der Darstellung verbunden. Es zeigt sich, daß mit zunehmender bezogener Lagerungsdichte  $I_D$  die horizontalen Erddruckkräfte  $E_{ph}$  im Bruchzustand stark ansteigen.

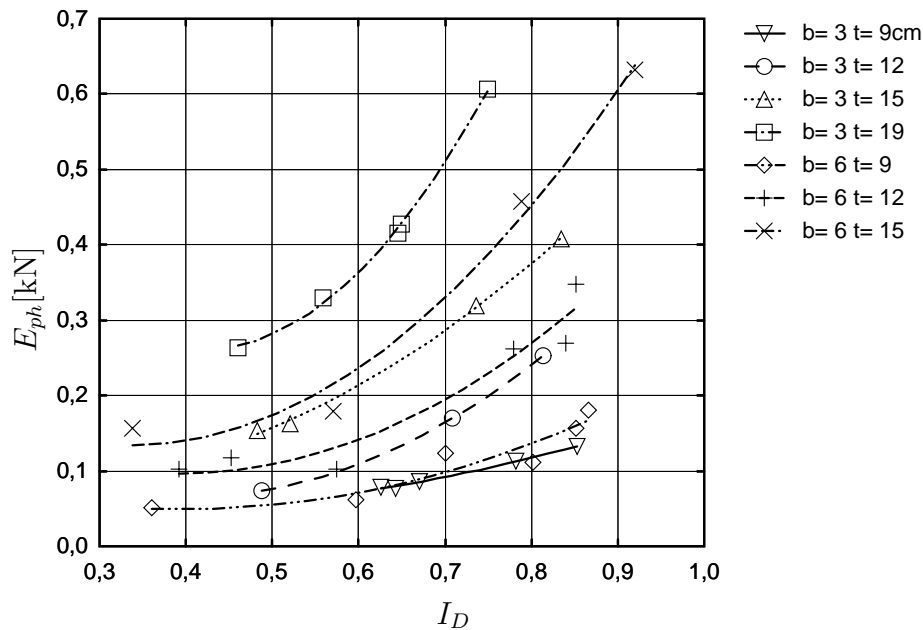


Diagramm 3.10: Erddruckkräfte im Bruchzustand

An Versuchen, bei denen der Boden eine bezogene Lagerungsdichte  $I_D \leq 0,6$  aufweist, ist erkennbar, daß die Bruchkräfte mit abnehmendem  $I_D$  nicht bzw. nur noch gering abnehmen. Dies deutet auf eine Verdichtung des Bodens vor dem Träger infolge der eingetragenen Belastung hin.

Es ist offensichtlich, daß die Einbindetiefe  $t$  im Gegensatz zur Trägerbreite  $b$  einen großen Einfluß auf das Versuchsergebnis hat. So liegen z. B. die Kurven mit 9 cm Einbindetiefe trotz unterschiedlicher Breiten von 3 cm und 6 cm sehr dicht beieinander. Ähnliches läßt sich auch bei den Kurven mit  $t = 12$  cm sowie  $t = 15$  cm erkennen.

Noch deutlicher wird dieses Phänomen bei Betrachtung der rechnerischen Breite gemäß Diagramm 3.11. Mit der Angabe einer Näherungsfunktion für  $b_r$  vereinfacht sich die Berechnung für die praktische Anwendung erheblich, da mit dem Ansatz vom  $b_r$  per Definition alle räumlichen Einflüsse bereits berücksichtigt werden. Die rechnerische Breite ergibt sich in Abhängigkeit der im Versuch gemessenen Erddruckkraft  $E_{ph}$  nach der Gleichung 3.14.

$$E_{ph} = \frac{\gamma t^2 K_{pgh}}{2} \cdot b_r \quad (3.13)$$

$$b_r = \frac{2E_{ph}}{\gamma t^2 K_{pgh}} \quad (3.14)$$

Im Diagramm 3.11 erkennt man, daß abgesehen von einer Ausnahme bei  $I_D < 0,6$ , die nahezu konstanten Bruchlasten eine konstante bzw. zunehmende rechnerische Breite erzeugen.

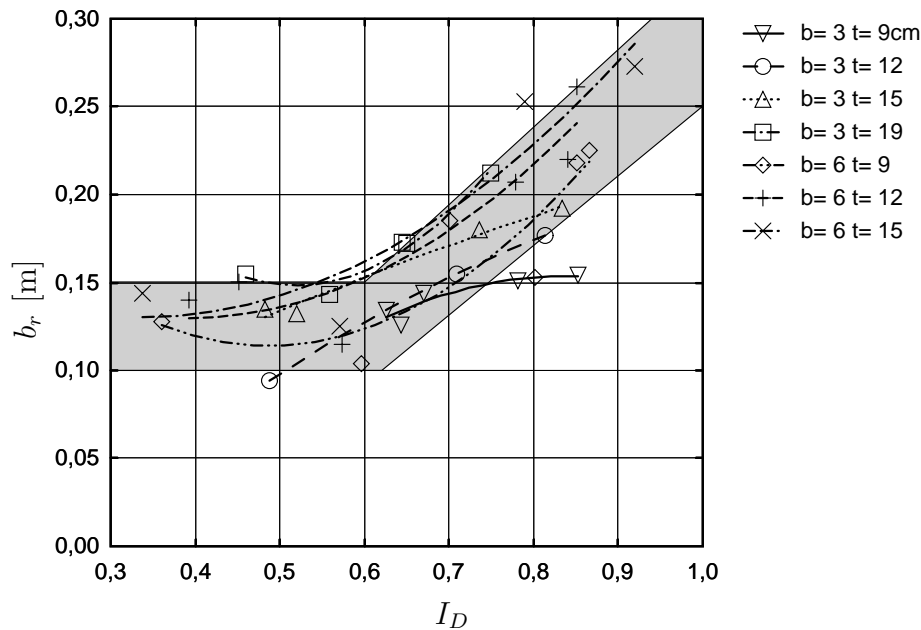


Diagramm 3.11: Rechnerische Breite im Bruchzustand

Weiterhin kann ein unterlinearer Einfluß der Trägerbreite  $b$  festgestellt werden. Trotz der bereits erfolgten Division durch  $t^2$  ist ein Einfluß der Einbindetiefe weiterhin an der Reihenfolge der Funktionen erkennbar. Der Einfluß von  $t$  auf die Bruchkraft wurde damit immer noch unterschätzt. Ebenfalls nimmt  $b_r$  oberhalb von  $I_D = 0,6$  deutlich zu.

Aufgrund dieser Erkenntnisse werden im Folgenden die Einflüsse der Trägerbreite und der Einbindetiefe auf die rechnerische Breite getrennt betrachtet. Es wird angenommen, daß sich in den Modellversuchen die Breite  $b_r$  aus einem realen Anteil  $b$  und einem virtuellen Anteil  $b_{m,v} = f(t)$  als Funktion der Einbindetiefe zusammensetzt. Da über viele Versuche ein linearer Verlauf der Zunahme von  $b_r$  in Abhängigkeit von der Einbindetiefe festgestellt werden konnte, wird hier ein Faktor  $n_p$  eingeführt, mit dem sich die rechnerische Breite nach der Gleichung 3.15 errechnet.

$$b_r = b + n_p \cdot t \quad (3.15)$$

Die aus den Versuchen ermittelten Beiwerte  $n_p$  sind im Diagramm 3.12 abgebildet. Wie in der Darstellung zu erkennen ist, hat sich die Reihenfolge der Funktionen bezüglich der Einbindetiefe umgekehrt. Offensichtlich läßt sich der Einfluß von  $t$  auf  $E_{ph}$  in der Größenordnung zwischen  $t^2$  und  $t^3$  quantifizieren. Da bezüglich des Modellmaßstabes und der Spannungsabhängigkeit der Bodenparameter noch keine endgültigen Aussagen möglich sind, werden für das herzuleitende Berechnungsverfahren zusätzlich zu den hier dargestellten Ergebnissen der Modellversuche die Meßgrößen aus Großversuchen und Berechnungsergebnisse aus Vergleichsberechnungen mit praxisrelevanten Abmessungen herangezogen.

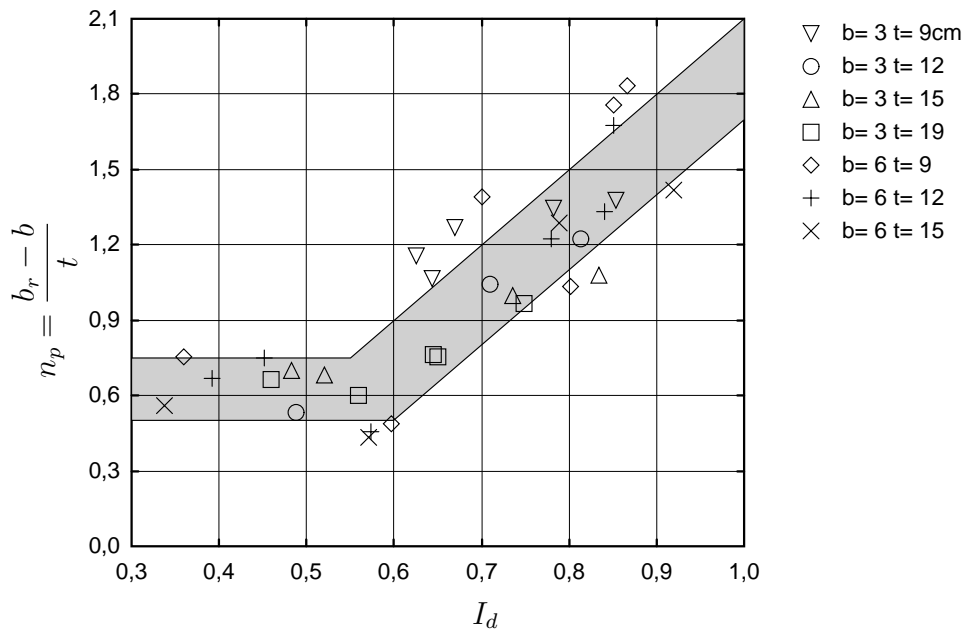


Diagramm 3.12: Beiwert für die Zunahme der rechnerischen Breite

### 3.2.2 Angriffspunkt der Resultierenden

Die auf die Einbindetiefe bezogenen Angriffspunkte  $\bar{r}$  der resultierenden Erddruckkräfte im Bruchzustand sind, wie im oberen Teil des Diagramms 3.13 dargestellt, über alle Versuche nahezu konstant. Sie liegen zwischen 70 % und 80 %, im Durchschnitt bei ca. 75 % der Einbindetiefe unterhalb der Geländeoberfläche. Trotz der relativen Konstanz der Angriffshöhe

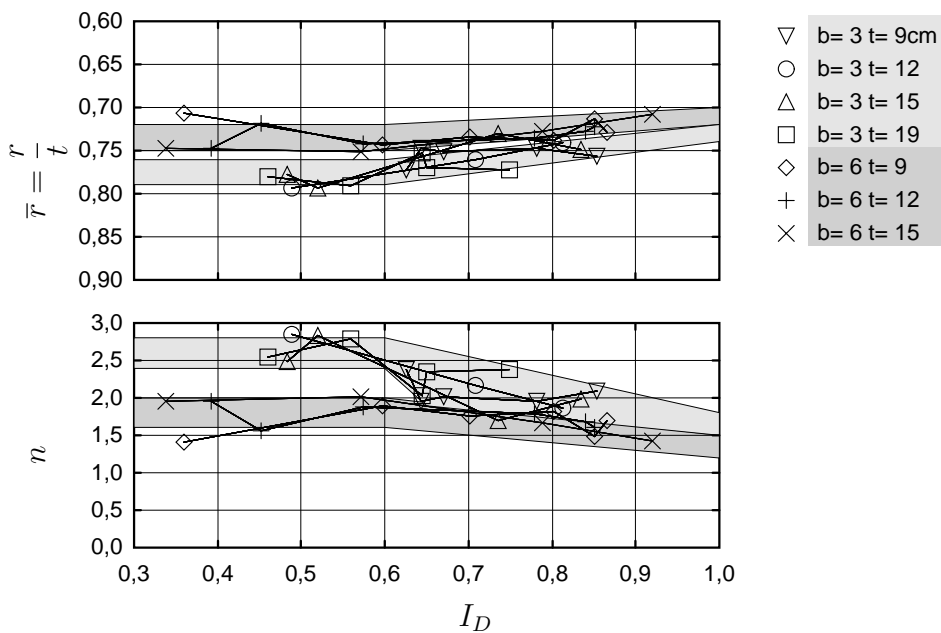


Diagramm 3.13: Tiefenlage der Resultierenden bezogen auf die Einbindetiefe

ist ein Trend zu erkennen, daß mit zunehmender Lagerungsdichte die Resultierende nach oben wandert. Unter Annahme einer polynominalen Erddruckverteilung  $e(\bar{z})$  in Abhängigkeit von der bezogenen Tiefe  $\bar{z}$  (Gleichung 3.16) kann von der Tiefenlage der Resultierenden direkt auf den Exponenten der Erddruckfigur geschlossen werden. Nach Integration und Umstellung der Gleichung 3.17 nach dem Exponenten  $n$  ergibt sich die Gleichung 3.18.

$$e(\bar{z}) = c \cdot \bar{z}^n \quad | \quad 0 \leq \bar{z} \leq 1 \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} \frac{r}{t} &= \frac{\int_0^1 e(\bar{z}) \cdot \bar{z} d\bar{z}}{\int_0^1 e(\bar{z}) d\bar{z}} = \frac{\int_0^1 c \cdot \bar{z}^n \cdot \bar{z} d\bar{z}}{\int_0^1 c \cdot \bar{z}^n d\bar{z}} \\ &= \frac{\frac{c}{n+2} \cdot \bar{z}^{n+2} \Big|_0^1}{\frac{c}{n+1} \cdot \bar{z}^{n+1} \Big|_0^1} = \frac{\frac{c}{n+2}}{\frac{c}{n+1}} = \frac{n+1}{n+2} \end{aligned} \quad (3.17)$$

$$n = \frac{1 - 2\frac{r}{t}}{\frac{r}{t} - 1} \quad (3.18)$$

Mit:

$e$  ... Erddruck,

$\bar{z}$  ... Bezogene Tiefenkoordinate, Geländeoberkante:  $\bar{z} = 0$ ; Fußpunkt:  $\bar{z} = 1$ ,

$c$  ... Konstante,

$n$  ... Gesuchter Exponent der Erddruckfigur.

Die Darstellung von  $n$  im unteren Teil des Diagramms 3.13 zeigt, daß sich die Exponenten zwischen 1,3 und 2,8 bewegen. Damit war in allen Versuchen eine überlineare Erddruckverteilung vorhanden. Die Einbindetiefe hat nur einen relativ geringen Einfluß auf die Größe der Exponenten. Jedoch ergeben sich bei schmalen Trägerbreiten und geringeren Lagerungsdichten i. allg. größere Exponenten. Bei der Betrachtung des Verlaufes des Angriffspunktes in Abhängigkeit von der Verschiebung (siehe Diagramm 3.14) konnte eine Verlagerung nach unten festgestellt werden.

### 3.2.3 Erddruckverteilung

#### Bruchzustand

Im Diagramm 3.15 sind alle Erddruckverteilungen normiert aufgetragen. Die Ordinate entspricht der auf die Einbindetiefe bezogenen Tiefenlage der gemessenen Spannung. Auf der Abszisse sind die Erddruckverteilungen so abgebildet, daß das Integral über die dargestellten Funktionen stets 1,0 ergibt. Erkennbar ist wieder, daß die normierten Spannungsfunktionen

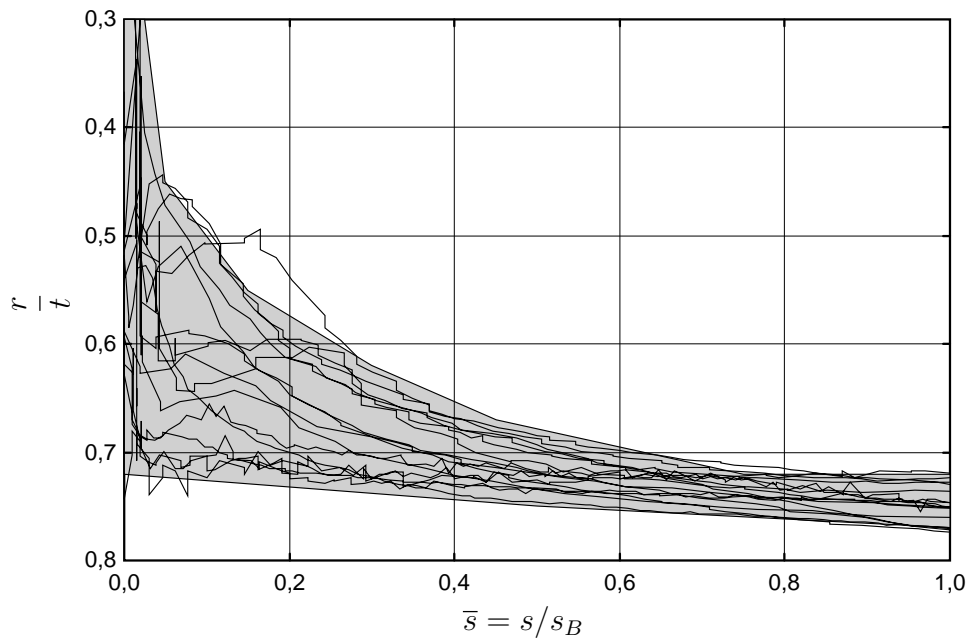


Diagramm 3.14: Lage des Angriffspunkts der mobilisierten Erddruckkraft

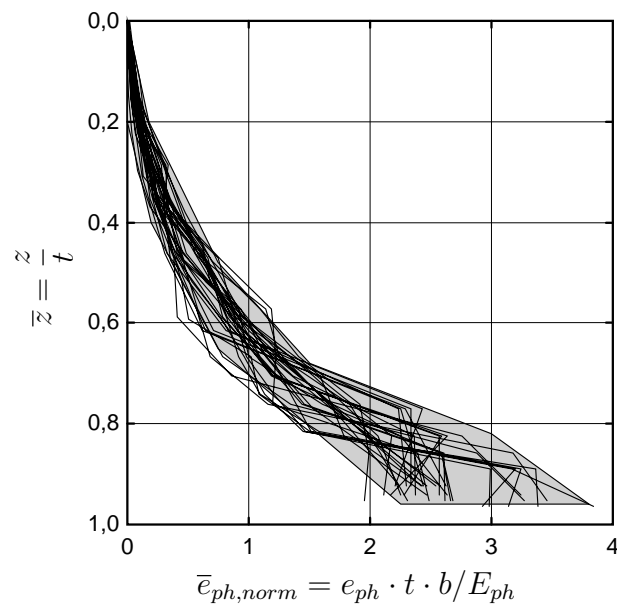


Diagramm 3.15: Erddruckverteilung im Bruchzustand

zueinander relativ ähnlich sind. Sie zeigen alle einen überlinearen Verlauf, wobei als Mittel eine quadratische Parabel anzunehmen ist, bei der die Endabszisse bei ca. 3,0 liegen muß.

### 50 % Bruchzustand

In vielen erdstatischen Berechnungen, so z. B. bei der Berechnung von Trägerbohlwänden, wird beim Ansatz des räumlichem passiven Erddrucks eine Sicherheit von  $\eta = 2$  gegenüber

dem Bruchzustand gefordert. Deshalb sind zum Vergleich im Diagramm 3.16 alle Erddruckfiguren bei 50% Bruchkraft aufgezeichnet. Es ergibt sich ein erwartungsgemäß nicht so

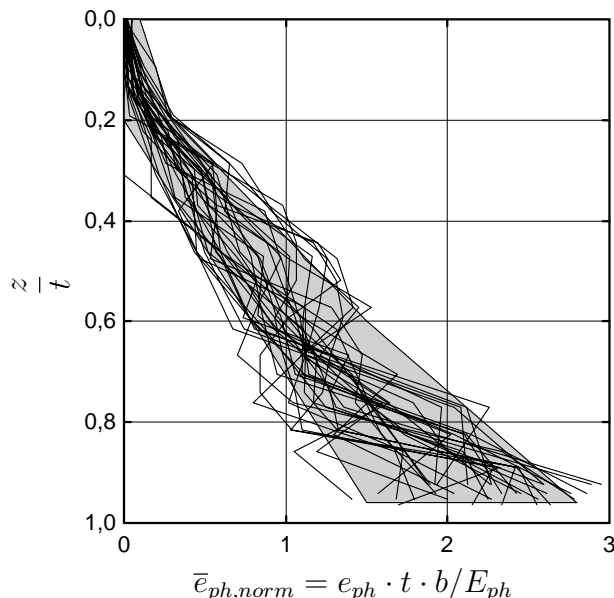


Diagramm 3.16: Erddruckverteilung bei 50% Mobilisierung der Bruchkraft

homogener Verlauf der Druckspannungen. Es ist jedoch ein klarer Trend zu erkennen. Die Figuren lassen sich überwiegend durch lineare Ausgleichskurven mit einer Endabszisse von ca. 2,0 annähern. Daher ist es berechtigt, bei der Spannungsberechnung unter Voraussetzung des derzeit in der EAB [16] festgelegten Sicherheitsniveaus von  $\eta = 2,0$  in Hinblick auf die praktische Anwendung mit ausreichender Genauigkeit von einem linearen Verlauf auszugehen.

### 3.2.4 Mobilisierung der Erddruckkraft

Die Mobilisierung der bezogenen Erddruckkraft bis zum passiven Grenzzustand ist im Diagramm 3.17 dargestellt. Dabei wird auf der Abszisse der Weg im Verhältnis zur Verschiebung im Bruchzustand und auf der Ordinate das Verhältnis der mobilisierten Erddruckkraft zur Maximalkraft des jeweiligen Versuches dargestellt. Die Ergebnisse lassen keine eindeutige Festlegung eines funktionalen Zusammenhangs ohne Berücksichtigung der Bodenparameter zu. In den Versuchen mit geringeren Lagerungsdichten ergibt sich ein deutlich ausgerundetes Bild der Funktion, während bei höheren Lagerungsdichten eine nahezu lineare Kraft-Verschiebungs-Beziehung aufgezeichnet wurde.

Die Ursache dafür liegt u. a. in dem großen Weg, um den der Träger verschoben werden muß, damit bei lockerer Lagerung das Maximum der Erddruckkraft erreicht wird. Der

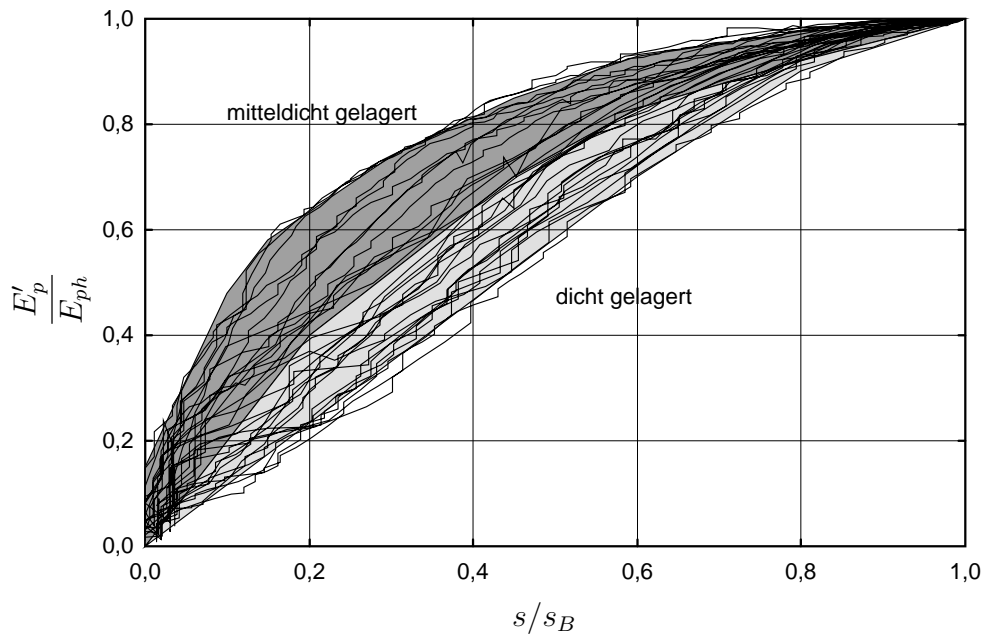


Diagramm 3.17: Mobilisierung der Erddruckkraft

größte Teil des Erddrucks wird bereits bei kleinen bezogenen Verschiebungen mobilisiert, während kurz vor dem Bruch nur noch ein sehr geringer Anstieg zu verzeichnen ist. Bei der Normierung des Weges zu 1,0 erhält man dann diese im Anfangsbereich sehr steilen Kurven. Bei der Darstellung im nicht normierten Diagramm ergeben sich für die Versuche mit dicht gelagerten Böden die steileren Anstiege und deutlich kürzere Wege, wie in der Darstellung der absoluten Bruchverschiebungen im Diagramm 3.20 dargestellt ist.

Bei der mathematischen Formulierung der Mobilisierungsfunktionen ist es zweckmäßig, die Funktionen in Abhängigkeit der bezogenen Größen darzustellen, da diese Funktionen unabhängig von Absolutgrößen sind und damit weniger Freiheitsgrade aufweisen. Als Mobilisierungsfunktionen des Erddrucks eignen sich alle Funktionen, die einen konvex gekrümmten Verlauf aufweisen. Einfache mathematische Formulierungen ergeben sich stets dann, wenn es sich um stetige, monoton steigende Ansätze handelt.

An dieser Stelle wurden die Mobilisierungsfunktionen in den Gleichungen 3.19 bis 3.22 untersucht, die alle unabhängig von der gewählten Größe des Parameters  $c$  durch die Punkte  $(0;0)$  und  $(1;1)$  verlaufen und im Intervall  $\langle 0;1 \rangle$  monoton wachsen. Dabei bestimmt  $c$  ausschließlich die Form der Mobilisierungsfunktion.

$$E'_p = E_p \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_B} \right)^2 \right]^c \quad (\text{siehe [20] und [37]}) \quad (3.19)$$

$$E'_p = E_p \frac{\ln\left(\frac{s}{s_B \cdot c} + 1\right)}{\ln\left(1 + \frac{1}{c}\right)} \quad (3.20)$$

$$E'_p = E_p \frac{\tanh\left(\frac{s}{s_B \cdot c}\right)}{\tanh(c)} \quad (3.21)$$

$$E'_p = E_p \frac{\operatorname{arsinh}\left(\frac{s}{s_B \cdot c}\right)}{\operatorname{arsinh}(c)} \quad (3.22)$$

Mit:

$E_p, E'_p$  ... Maximale bzw. mobilisierte passive Erddruckkraft,

$s_B$  ..... Verschiebung beim Erreichen des Bruchzustandes,

$s$  ..... Verschiebung  $0 \leq s \leq s_B$ ,

$c$  ..... 'Mobilisierungsparameter' (bestimmt die Form der Mobilisierungsfunktion).

Bei der Auswertung aller Versuche wurden die Parameter  $c$  der Gleichungen 3.19 bis 3.22 numerisch-iterativ nach dem Minimum der Summe der Fehlerquadrate ermittelt. Dabei zeigte sich, daß der Ansatz von NENDZA und FRANKE entsprechend der Gleichung 3.19 die geringsten Fehlerquadrate global über alle Versuche aufwies. Die aus diesem Ansatz ermittelten Parameter sind im Diagramm 3.18 dargestellt. Die Werte von  $c$  liegen relativ

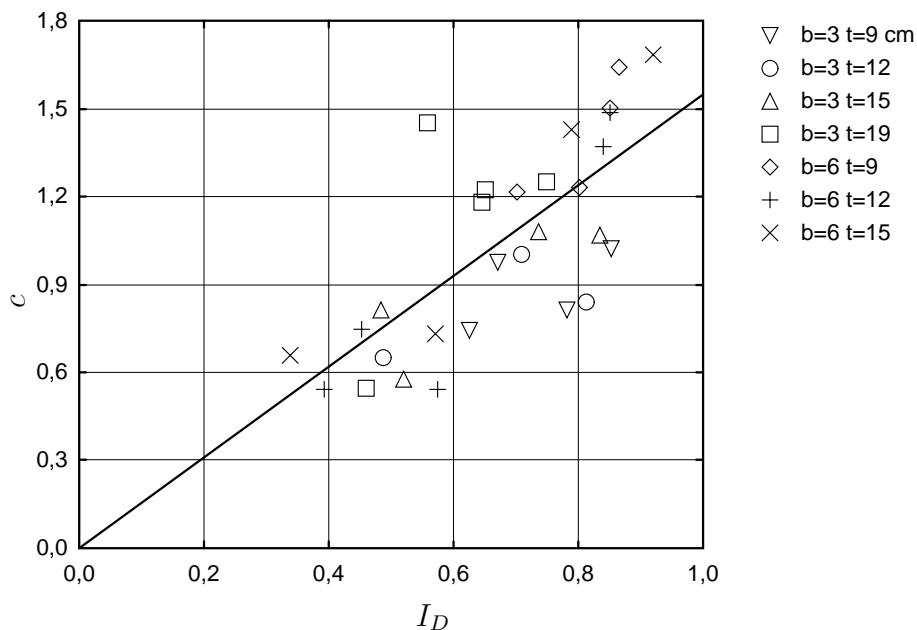


Diagramm 3.18: Parameter  $c$  der Mobilisierungsfunktion

dicht beieinander. Eine Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte ist deutlich zu erkennen. Es ist kein Zusammenhang zu den geometrischen Randbedingungen festzustellen.

Bei einer linearen Regressionsanalyse über die ermittelten Parameter  $c$  ergaben sich die Funktionen 3.23 und 3.24.

$$c = f(I_D) \approx 1,55 I_D \quad (3.23)$$

und damit:

$$E'_p = E_p \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_B} \right)^2 \right]^{1,55 I_D} \quad (3.24)$$

### 3.2.5 Bruchmuschelabmessungen

Bei allen Versuchen mit Parallelverschiebung konnte das Auftreten einer Bruchfigur beobachtet werden. Die aufgenommenen Abmessungen sind im Diagramm 3.19 dargestellt. Im

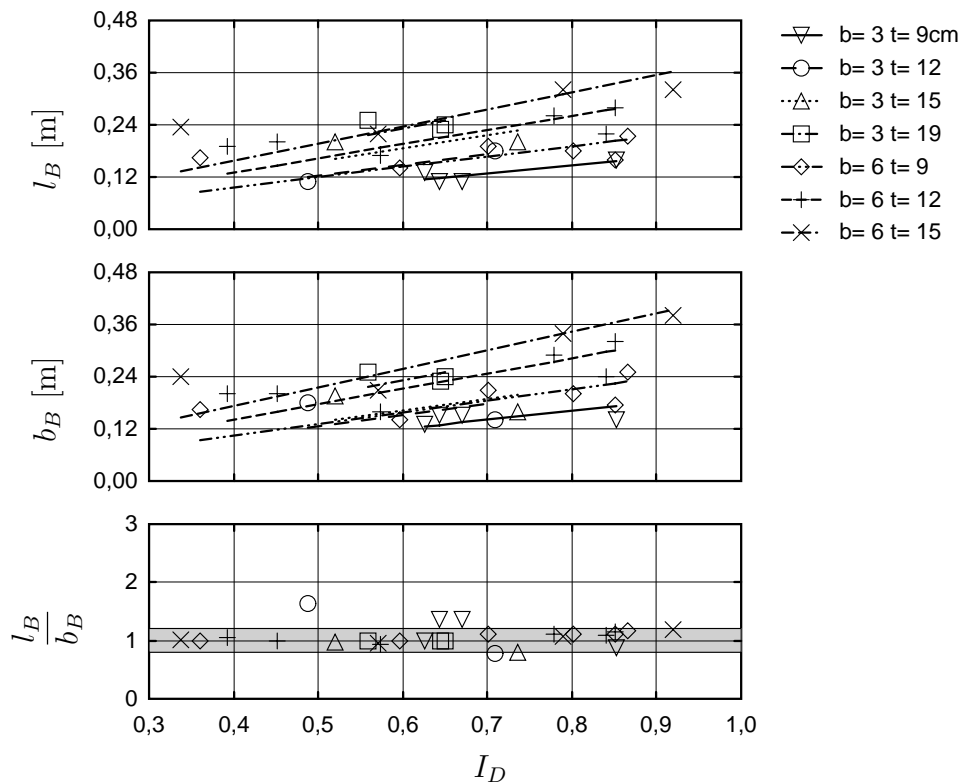


Diagramm 3.19: Bruchmuschelabmessungen

Diagramm 3.19 (oben) ist die Länge  $l_B$  der Bruchmuschel in Bewegungsrichtung dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, daß mit zunehmender bezogener Lagerungsdichte  $I_D$  bzw. Reibungswinkel  $\varphi$  auch die Größe des Bruchkörpers zunimmt. Weiterhin ist auch eine Zunahme von  $l_B$  im Zusammenhang mit der zunehmenden Größe der Einbindetiefe festzustellen. Eine vergrößerte Trägerbreite führt ebenfalls zur Vergrößerung von  $l_B$ .

Ganz ähnliche Verhältnisse wurden bei den Bruchkörperbreiten  $b_B$  beobachtet (s. mittleres Diagramm 3.19). Eine Verbreiterung mit zunehmender Größe von  $I_D$ , der Einbindetiefe und der Trägerbreite ist auch hier zu erkennen.

Im unteren Diagramm ist das Verhältnis der Bruchkörperlänge  $l_B$  zu der Breite  $b_B$  abgebildet. Dabei bestätigt diese Darstellung die Beobachtung aus den Versuchen, daß sich in den meisten Versuchen an der Oberfläche eine nahezu kreisförmige Grundfläche des Bruchkörpers ergeben hat. Auf der Grundlage dieser Erkenntnis wird in weiteren kinematischen Betrachtungen von Kreisen oder gleichseitigen Polygonen als Grundflächen für die Bruchkörper ausgegangen.

### 3.2.6 Verschiebung im Bruchzustand

Die Verschiebungen, die notwendig waren, um den Bruchzustand herbeizuführen, sind im Diagramm 3.20 dargestellt. Die Verschiebungen blieben meist unter 20 mm, erreichten je-

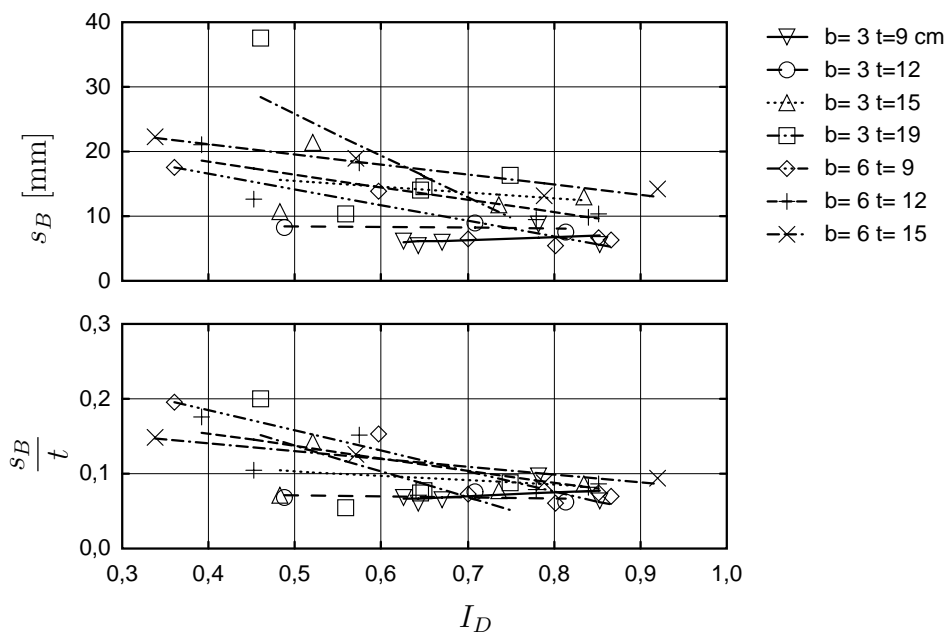


Diagramm 3.20: Verschiebung zum Erreichen des Bruchzustandes

doch im Einzelfall fast 40 mm. Gut zu erkennen ist eine Abnahme der Bruchverschiebung  $s_B$  mit zunehmender Lagerungsdichte. Mit zunehmender Einbindetiefe wird  $s_B$  immer größer. Eine Abhängigkeit zwischen  $s_B$  und der Trägerbreite ist im untersuchten Bereich nicht erkennbar.

Die Darstellung der Verschiebungen bezogen auf die Einbindetiefe im Diagramm 3.20 unten verdeutlicht, daß bei locker bis mitteldicht gelagerten Böden 20 % der Einbindetiefe

als Weg ausreichen, um den Bruchzustand hervorzurufen. Bei dicht gelagerten Böden sind es ca. 10 %.

Interessant sind in diesem Zusammenhang die notwendigen Verschiebungen zum Erreichen der halben Bruchlast. Im Diagramm 3.21 ist erkennbar, daß die Verschiebungen zur Mobilisierung von 50 % der passiven Erddruckkraft meist unter 5 mm bleiben. Prozentual

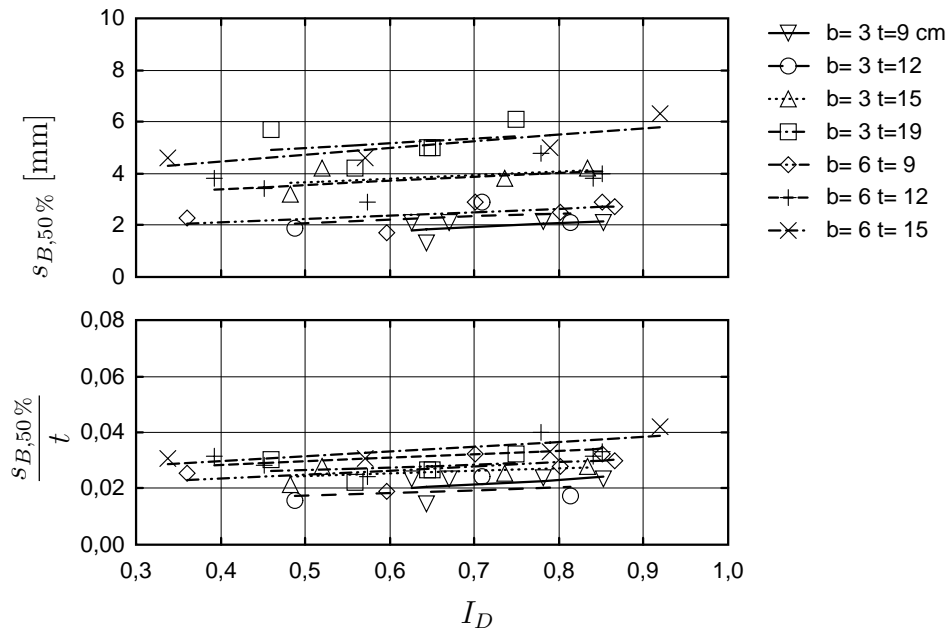


Diagramm 3.21: Verschiebung zum Mobilisieren der halben Bruchlast

auf die Einbindetiefe bezogen bedeutet dies im Mittel einen notwendigen bezogenen Weg von 3 – 4 %. Weiterhin ist ein leichter Trend dahingehend zu beobachten, daß die erforderlichen Wege überlinear mit der Einbindetiefe  $t$  zunehmen. Ein Einfluß der Trägerbreite ist auch bei halber Mobilisierung nicht zu erkennen.

### 3.2.7 Erddruckneigungswinkel

Die Größe des Wandreibungswinkels  $\delta_p$  ist im oberen Teil des Diagramms 3.22 dargestellt. Die gemessenen Größen bewegen sich zwischen  $-10^\circ$  und  $-20^\circ$ . Der Absolutbetrag des Erddruckneigungswinkels  $\delta_p$  nimmt mit dem Reibungswinkel  $\varphi$  des Bodens gering zu. Bezüglich der geometrischen Randbedingungen scheinen die Größen von  $\delta_p$  zufällig verteilt. Dies würde der Theorie entsprechen, daß die vertikale Bewegungsmöglichkeit, die Bodenparameter und Eigenschaften der Wandoberfläche den größten Einfluß auf  $\delta_p$  haben.

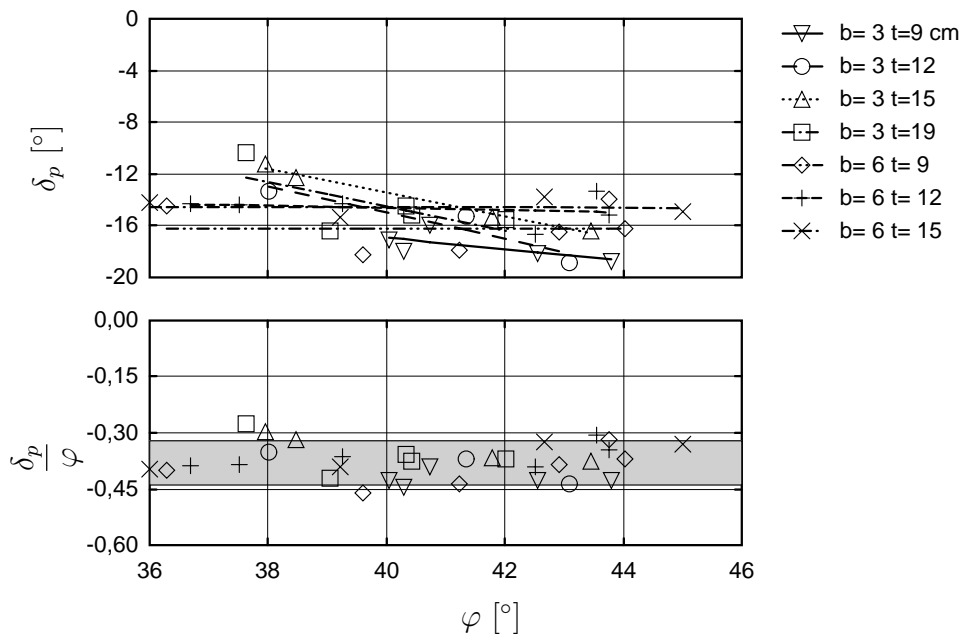


Diagramm 3.22: Erddruckneigungswinkel

Wie in der Darstellung der Erddruckneigungswinkel bezogen auf die Reibungswinkel der zugehörigen Versuche im Diagramm 3.22 – unten – ersichtlich ist, kann der Bereich von  $\delta_p$  mit  $-\frac{1}{3}\varphi$  bis  $-\frac{1}{2}\varphi$  eingegrenzt werden.

### 3.2.8 Mobilisierung des passiven Erddrucks

In den meisten Versuchen war zu beobachten, daß bei der Mobilisierung der passiven Erddruckkraft die Größe des Erddrucks in den oberen Bereichen der Einbindetiefe bereits abnahm, während beim Erreichen der Bruchlast der Erddruck im unteren Bereich des Trägers weiter anstieg.

Es kann also bei der Beschreibung der Bruchvorgänge von mehreren Teilbrüchen in unterschiedlichen Tiefen und damit auch von der Ausbildung mehrerer Bruchflächen ausgegangen werden. Während sich in den oberen Bereichen Gleitflächen ausbilden und der Erddruck bereits abnimmt, bewirken die stark ansteigenden Spannungen in den unteren Bereichen eine Vergrößerung der passiven mobilisierten Erddruckkraft und gleichzeitig eine Verschiebung des Angriffspunkts nach unten. Im Diagramm 3.23 sind auf der Abszisse jeweils die Grenzverschiebungen dargestellt, die zum Erreichen des passiven Bruchzustandes nötig waren. Die Ordinate entspricht der zugehörigen Tiefenlage  $z$  unterhalb der Bodenoberfläche.

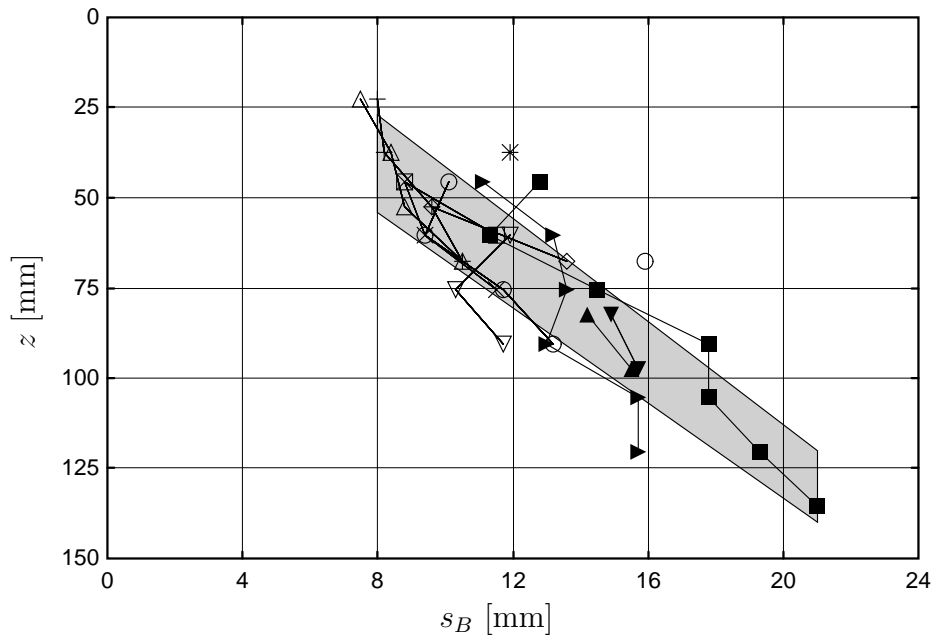


Diagramm 3.23: Grenzverschiebungen

Dargestellt sind von allen Versuchen jeweils nur Meßpunkte, bei denen ein Rückgang der Spannungen um mindestens 5 % zu verzeichnen war. Verbunden sind jeweils alle Meßpunkte eines Versuches.

Es ist festzustellen, daß sich der Verlauf der Grenzverschiebungen über die Tiefe als nahezu linear beschreiben läßt. Eine Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte ist jedoch nicht zu erkennen.

Bei den hier vorliegenden Versuchen ergibt eine lineare Regression über alle dargestellten Grenzverschiebungen die Näherungsfunktion 3.25.

$$s_B = f(z) \approx 0,175z \quad (3.25)$$

### 3.2.9 Schlußfolgerungen

Die Auswertung der Modellversuche zeigt klare Tendenzen der verschiedenen geometrischen und stofflichen Randbedingungen. Für quantitative Aussagen bezüglich der Anwendung in praxisrelevanten Abmessungen wurden zusätzliche Untersuchungen durchgeführt, da der Modellmaßstab die auf reale Abmessungen extrapolierten Größen stark verfälschen kann. Im Kapitel 4 folgen umfangreiche Berechnungen, die dazu dienen sollen, die in den Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse auf einen größeren Maßstab zu übertragen.

Dafür kommen verschiedene Berechnungsverfahren in Betracht. Die Finite Elemente Methode ist eine kontinuumsmechanische Berechnungsform und wird gegenwärtig sehr häufig

für Verformungsprognosen eingesetzt. Bei der Modellierung und Berechnung von Bruchzuständen weist diese Methode jedoch gegenüber kinematischen Verfahren Nachteile auf, die in Abschnitt 2.7 dargestellt sind.

Die Kinematische Elemente Methode (GUSSMANN [23, 50]) wird i. allg. für Standsicherheitsprobleme eingesetzt. Das Kontinuum wird dabei aus endlich vielen undeformierbaren Elementen modelliert. Alle Verformungen finden in den vorgegebenen Gleitflächen statt, in denen ein ideal-plastisches Grenzgleichgewicht herrscht. Deshalb ist diese Methode zur Modellierung der Last-Verschiebungsabhängigkeit ungeeignet. Das Ergebnis ist direkt von den gewählten Gleitflächen abhängig, weshalb realistische Ergebnisse erst mit einer Gleitflächenvariation erhalten werden können. Bei komplizierten Bruchmechanismen ist dies ein Optimierungsproblem mit vielen Freiheitsgraden und deshalb sehr aufwendig und schlecht überprüfbar.

Für die Anwendung bei räumlichen passiven Bruchproblemen wird daher die Diskrete Elemente Methode favorisiert, bei der während der Modellierung keine Annahmen und Vereinfachungen für die Ausbildung der Bruchmechanismen getroffen werden müssen. Weiterhin weisen die Elemente in den Kontakten eine Deformierbarkeit auf, die es zuläßt, die einzelnen Elemente bereits als Ausschnitt aus einem Kontinuum zu betrachten und das Bodenverhalten besser zu simulieren. Das Spannungs-Verformungs-Verhalten ergibt sich mit dieser Methode ausschließlich aus Gleichgewichtsbedingungen.

# Kapitel 4

## Vergleichsberechnungen mit der Diskreten Elemente Methode

Die Interpretation von Meßergebnissen an Bauwerken und Modellversuchen erfolgt in vielen Fällen auf der Grundlage statischer Berechnungsverfahren. Dabei wird ein bestimmter Versagensmechanismus vorausgesetzt oder es wird über vereinfachende Annahmen – beispielsweise zur rechnerischen Breite – ein halbempirischer Ansatz verwendet.

In der vorliegenden Arbeit wurde ein anderer Weg eingeschlagen. Bereits in den 60er–70er Jahren des 20. Jahrhunderts [8, 45, 54] sind experimentelle und theoretische Untersuchungen an Kugelpackungen vorgelegt worden.

Der Versuch, aus den Kontakteigenschaften auf das makroskopische Verhalten zu schließen, konnte mit den damals verfügbaren Hilfsmitteln zu keiner praktikablen Lösung führen. Mit der Entwicklung der Rechentechnik ist es heute möglich, große Mengen einzelner Partikel bei numerischen Simulationen zu berücksichtigen.

Damit können zunächst unabhängig von detaillierten Angaben für die Bruchflächengeometrie mit physikalisch einfachen Annahmen Experimente an körnigen Materialien simuliert werden. Dieses Verfahren wird hier benutzt, um mit möglichst wenigen Vorgaben und Einschränkungen die Wechselwirkung zwischen Träger und Baugrund zu prognostizieren.

Aus den Ergebnissen wird anschließend unter Berücksichtigung von Messungen ein statisch korrektes Berechnungsverfahren abgeleitet.

Aufgrund der zunehmenden Bedeutung, die der Diskreten Elemente Methode (DEM) in Zukunft zukommen wird, ist der Darstellung des hier eigenen modifizierten Verfahrens entsprechend breiter Raum eingeräumt worden.

## 4.1 Einführung

Der Particle Flow Code (PFC) [15] ist eine Vereinfachung der Distinct Elemente Methode (DEM) welche im deutschen Sprachraum oft mit Diskrete Elemente Methode bezeichnet wird. Bei der PFC können komplexe Bruch- und Fließvorgänge mit einer Vielzahl von Elementen makroskopisch abgebildet werden.

Insbesondere in der Geotechnik und im Wasserbau aber auch in der Atom- und Explosionsforschung wird diese Methode mit Erfolg eingesetzt. Auch in der theoretischen Physik – insbesondere in der Partikel- und Granulatforschung – findet diese Methode bereits weite Verbreitung. Für die Anwendung in der Geotechnik werden die in der Natur in nahezu unendlicher Anzahl vorkommenden Bodenkörner durch endlich viele makroskopische Elemente ersetzt, wobei die Anzahl der zum Einsatz kommenden diskreten Elemente durch den jeweiligen Anwendungsfall und die zur Verfügung stehende Rechenleistung bestimmt wird.

Das in dieser Arbeit zur Berechnung verwendete Programm wurde vom Verfasser implementiert und optimiert. Daher waren verschiedene Erweiterungen und Verbesserungen im Vergleich zu den bekannten Standardprogrammen möglich. So wurden zusätzliche Elementtypen eingebaut (z. B. Zylinder) sowie Optimierungen hinsichtlich der Rechengeschwindigkeit (Kontaktoptimierungen mittels umschriebener Körper), der Abbildungsmöglichkeiten (Symmetrieebenen mit in den Freiheitsgraden beschränkten Kugeln) und der Stoffmodellierung (Herleitung der Kugelsteifigkeit als Funktion der Steifezahl) durchgeführt.

Eine adaptive Regelung der Zeitinkremente in Abhängigkeit von den Änderungen von Kraftgrößen zur Beschleunigung des Berechnungszyklus wurde ebenfalls in dem Berechnungsprogramm verwendet.

## 4.2 Grundlagen der Diskreten Elemente Methode

Die DEM [15, 42, 60, 61] ist ein Berechnungsansatz, der Bewegungsprozesse mit endlich vielen, beliebig geformten Elementen simuliert und dabei deren Wechselwirkung berücksichtigt. Im Gegensatz zur Methode der finiten Elemente beschreibt die DEM kein Kontinuum aus fest miteinander verbundenen Elementen. Die Elemente haben die Möglichkeit, sich ‘frei’ im Raum zu bewegen, wobei der Berechnungsalgorithmus in der Lage sein muß, neue Kontakte zwischen Elementen festzustellen und damit die Grundlage für die Berechnung neuer Kontaktkräfte und einer ‘korrekten’ Bewegung im Raum liefert.

Bei dieser Berechnungsmethode müssen sowohl die Randbedingungen hinsichtlich der statischen als auch der kinematischen Größen berücksichtigt werden. In die Ermittlung der

statischen Größen (Kräfte und Momente) gehen drei ‘Stoffgesetze’ bzw. Randbedingungen ein:

- Stoffgesetze der diskreten Elemente,
- Stoffgesetze der Kontaktdiskontinuitäten,
- äußere Felder.

Die Stoffgesetze der einzelnen Elemente beschreiben die Verformung der Elemente infolge äußerer Kräfte. Im Grundbau bieten sich dabei elastisch-plastische Ansätze an. In den Stoffgesetzen der Kontaktdiskontinuitäten sind die Wechselwirkungen der Elemente an ihren Berührungspunkten beschrieben. So kann z. B. die Mobilisierung der Scherkraft infolge der Elementreibungen definiert und zusätzlich bei Erreichung einer maximalen Scherkraft ein ideal plastisches Verhalten simuliert werden. Mit den Stoffgesetzen äußerer Felder können Kräfte simuliert werden, die auf alle Elemente wirken. Dabei ist es möglich, z. B. das Gravitationsfeld, elektro-magnetische Felder oder Kopplung mit anderen Feldern (thermisch-hydraulisch u.s.w.) bei den Kraftansätzen zu berücksichtigen.

Die kinematischen Randbedingungen sind über das NEWTONsche Axiom definiert:

$$\mathbf{F} = m \cdot \ddot{\mathbf{x}} + d_x \cdot \dot{\mathbf{x}} \quad (4.1)$$

bzw. dessen Übertragung auf die Rotationsbewegung:

$$\mathbf{M} = I \cdot \ddot{\boldsymbol{\psi}} + d_\psi \cdot \dot{\boldsymbol{\psi}} \quad (4.2)$$

Die Berechnung erfolgt durch abwechselnde Ermittlung der statischen und kinematischen Zusammenhänge in konkreten Zeitschritten. Dadurch sind auch komplexe dynamische Simulationen mit sich zeitlich ändernden Einflüssen wie z. B. veränderlichen Kraftfeldern möglich. Durch ‘Konsolidation’, d. h. Abklingen der Bewegungen der Bodenteilchen werden statische Lösungen für geotechnische Anwendungen erreicht.

## Grundlagen des Particle Flow Code

Der PFC stellt sich als eine Vereinfachung der DEM dar. Diese hat zum Ziel, Rechenaufwand bzw. -zeit zu verringern oder die Elementanzahl einer Simulation zu erhöhen. Die Vereinfachung spiegelt sich in den folgenden Punkten wieder:

1. Die Elementformen beschränken sich auf Kugeln und Quader.

2. Die Deformationen treten in den Kontakten zwischen den Elementen auf.
3. Geometrisch komplizierte Elemente werden als Makroelemente aus vielen Kugeln oder Quadern gebildet.

Die Beschränkung der Elementformen auf Kugeln oder Quader ist eine erhebliche Vereinfachung hinsichtlich Berechnungsalgorithmus und Kraftansatz. Sie ermöglicht wesentlich kürzere Rechenzeiten, da die exakte Bestimmung der Kontaktpunkte bei polygonal begrenzten Körpern äußerst schwierig und langwierig ist.

### 4.2.1 Kontaktermittlung

Für eine stabile und zuverlässige Berechnung ist ein robuster Algorithmus zur Kontaktermittlung unabdingbar. Während der Berechnung muß zu jeder Zeit gewährleistet sein, daß alle im System vorhandenen Kontakte erkannt und bei der Berechnung der Kontaktkräfte berücksichtigt werden. Dies stellt sich jedoch als ein ungemein aufwendiger und rechenintensiver Prozeß dar, da bei  $n$  Elementen insgesamt

$$N = \frac{n^2 + n}{2} \quad (4.3)$$

Kombinationen überprüft werden müssen. In dem Überprüfungsalgorithmus sind zusätzlich Potenzen zu berechnen, welche im Computer im allgemeinen durch rechenintensive Polynomketten abgebildet werden. In den meisten Fällen übersteigt der Rechenaufwand für die Kontaktermittlung den Aufwand für die statischen Berechnungen. Deshalb werden im Folgenden zwei Optimierungsmöglichkeiten vorgestellt, welche die Kontaktermittlungen erheblich beschleunigen.

#### Optimierung der Kontaktermittlung mittels Unterräumen

Eine effektive Möglichkeit, den Aufwand zur Kontaktermittlung zu senken, ist die Einteilung des Raumes in Unterräume mit achsenparalleler Begrenzung, also quaderförmige Zellen (siehe Bild 4.1). Diese Zellen speichern alle Elemente, die vollständig oder teilweise enthalten sind, sowie alle Elemente, die zumindest eine Zellwand berühren. Die Kontakte sind die Kombination aller in den Zellen gespeicherten Elemente, wobei die Möglichkeit zu beachten ist, daß ein Kontakt zwischen zwei Elementen in mehreren Zellen gleichzeitig ermittelt wird.

Ein wichtiger Einflußparameter auf die Geschwindigkeit der Berechnungen ist die Zellgröße. Die optimalen Größen der Zellen sind abhängig von der Größe, Anzahl und Form der Elemente. Es ist nicht möglich, eine analytische Lösung für dieses Problem anzugeben.

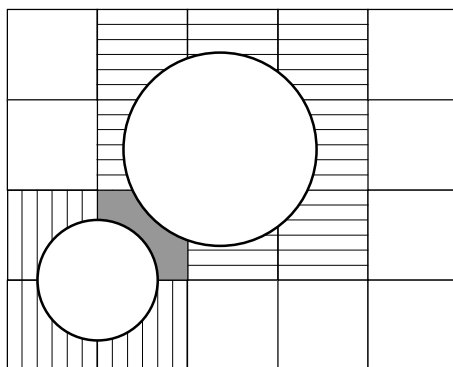


Bild 4.1: Kontaktermittlung durch Einteilung in Unterräume

Allgemein kann gesagt werden, daß mit kleineren Zellgrößen immer weniger unzutreffende Kontakte (zwei Elemente, die in einer Zelle vorhanden sind, sich aber nicht berühren) ermittelt werden und damit die Anzahl der statischen Berechnungen sinkt. Demgegenüber steigt jedoch der Aufwand zum Einteilen der Zellen und die Einsortierung der Elemente in die Zellen. Weiterhin ist ein erhöhter Aufwand aufgrund der mehrfach ermittelten Kontakte und ein deutlich erhöhter Speicherverbrauch zu verzeichnen. Es ergibt sich ein Optimierungsproblem, welches sich bei der Darstellung der Rechenzeit gegenüber der Zellgröße als unstetiger Verlauf darstellt. Deshalb wird vorgeschlagen, die Zellgröße bei jeder Berechnung iterativ an das Optimum anzupassen. Da die Berechnungsergebnisse völlig unabhängig von der Größe der Zellen sind, können während der Berechnung unterschiedliche Varianten getestet und die günstigste Einteilung ermittelt werden.

### Optimierung der Kontaktermittlung mittels umschriebener Körper

Wie bereits beschrieben, ist es möglich, mit verlässlichen, schnellen Algorithmen zur Kontaktermittlung die Anzahl der statischen Berechnungen und damit die Rechenzeiten deutlich zu verringern. Insbesondere bei geometrisch komplizierten Körpern bringt es große Vorteile, mittels umschriebener, geometrisch einfacher Körper unzutreffende Kontakte zu eliminieren, um damit die vergleichsweise langsame Quotienten- und Potenzenbildung mit Hilfe einfacher und schneller Additions-, Subtraktions- und Betragsoperationen zu ersetzen. Als Größenordnung des Aufwands für eine Division im Vergleich zur Addition läßt sich für den hauptsächlich verwendeten Prozessor *Alpha 21164* der Faktor 3-5 und für die Berechnung von Potenzen ein Faktor von 10-15 angeben.

Am Beispiel der Kontaktermittlung zwischen zwei Kreisen bei zweidimensionalen Problemen kann diese Optimierungsmethode dargestellt werden, welche sich leicht in den drei-

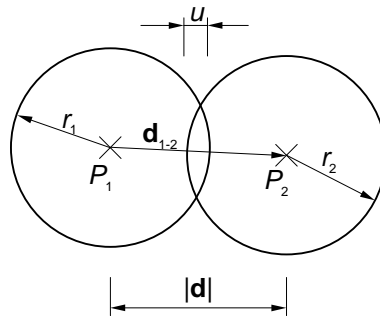


Bild 4.2: Kontaktermittlung zwischen zwei Kreisen

dimensionalen Fall überführen läßt. Die exakte und langsamste Methode stellt sich in der Gleichung 4.4 dar.

$$\begin{aligned}
 0 < u &= r_1 + r_2 - |\mathbf{d}| = r_1 + r_2 - |\mathbf{P}_2 - \mathbf{P}_1| \\
 &= r_1 + r_2 - \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

Mit:

$\mathbf{P}_1, \mathbf{P}_2 \dots$  Ortsvektoren der Kugelmittelpunkte,  $\mathbf{P}_1 = (x_1, y_1)$ ;  $\mathbf{P}_2 = (x_2, y_2)$ ,  
 $\mathbf{d} \dots \dots \dots$  Verbindungsvektor der Mittelpunkte.

Für diese Lösung sind insgesamt drei Potenzoperationen durchzuführen. Dieses soll für alle sich nicht berührenden Elemente weitestgehend verhindert werden.

Der erste Schritt ist, möglichst viele nicht zutreffende Kontakte durch umschriebene, achsenparallele Quadrate zu eliminieren. Es besteht kein Kontakt, wenn eine der folgenden zwei Bedingungen zutrifft:  $|x_2 - x_1| > r_1 + r_2$  oder  $|y_2 - y_1| > r_1 + r_2$ . Zusätzlicher Aufwand besteht ausschließlich durch zweimalige Betragsbildung und Vergleiche, da die zwei Differenzen und die Summe während der weiteren Berechnungen noch benötigt werden.

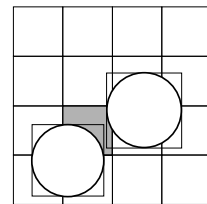


Bild 4.3: Kontaktoptimierung 1

Eine weitere Optimierungsmöglichkeit ist die Überprüfung mit zwei Quadraten, deren Diagonalen parallel zu den Koordinatenachsen sind. Dabei gilt ebenfalls, daß die Quadrate sich berühren bzw. überlappen müssen, damit sich die Kreise berühren. Dies kann sehr

einfach durch die Gleichung 4.5 erfolgen, wobei die Terme  $\sqrt{2}r_1$  und  $\sqrt{2}r_2$  während der gesamten Berechnung konstant sind und somit nicht neu berechnet werden müssen.

Der Aufwand reduziert sich hier auf die Ermittlung von zwei Beiträgen, zwei Additionen und eine Vergleichsoperation.

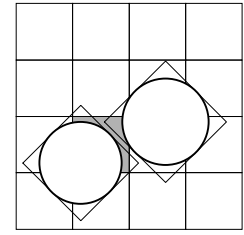


Bild 4.4: Kontaktoptimierung 2

$$|x_2 - x_1| + |y_2 - y_1| > \sqrt{2}r_1 + \sqrt{2}r_2 \quad (4.5)$$

Die hier dargestellten Optimierungsmöglichkeiten lassen sich auch in die dreidimensionale Betrachtungsweise überführen, bei der aus den achsenparallelen Quadraten Würfel mit der Kantenlänge  $2r$  bzw. aus den Quadraten mit den achsenparallelen Diagonalen auf die Spitze gestellte Würfel mit den Kantenlängen  $\sqrt{3}r$  werden. Effektiv wurde bei Vergleichsberechnungen eine Verringerung der Rechenzeit um 30% erreicht.

### 4.2.2 Ermittlung der Kontaktpunkte

Die Berechnungen der an den einzelnen Körpern angreifenden Kräfte sind grundsätzlich von deren Form und Lage abhängig und können deshalb nur getrennt voneinander betrachtet werden. Deshalb müssen bei dem PFC im Folgenden drei Grundfälle unterschieden werden.

#### Kontakt Quader – Quader

In den hier behandelten Anwendungsfällen dienen Quader nur als äußere Seitenwände sowie zur Krafteinleitung und können daher keine Kräfte untereinander ausüben. Deshalb sind Kontaktkräfte zwischen Quadern per Definition nicht zulässig und damit Null.

#### Kontakt Kugel – Kugel

Der Kontaktpunkt zweier Kugeln liegt auf dem Verbindungsvektor  $\mathbf{d}$  der Mittelpunkte  $\mathbf{P}_1$  und  $\mathbf{P}_2$  (Bild 4.2). In erster Näherung kann unter Annahme geringer Deformationen die Überlappung zweier Kugeln mit der Gleichung 4.8 beschrieben werden.

$$\mathbf{d}_{1 \rightarrow 2} = \mathbf{P}_2 - \mathbf{P}_1 \quad (4.6)$$

$$\mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} = \frac{\mathbf{d}_{1 \rightarrow 2}}{|\mathbf{d}_{1 \rightarrow 2}|} \quad (\text{Einheitsvektor von } \mathbf{d}) \quad (4.7)$$

$$u = r_1 + r_2 - |\mathbf{d}_{1 \rightarrow 2}| \quad (4.8)$$

Die Abstandsvektoren zum Kontaktpunkt, die zur Berechnung der Momente infolge tangentialer Kräfte an den Kontaktpunkten benötigt werden, ergeben sich aus den Gleichungen  $\mathbf{c}_1 = \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} \cdot (r_1 - u/2)$  und  $\mathbf{c}_2 = \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} \cdot (u/2 - r_2)$ .

### Kontakt Kugel – Quader

Kontakte zwischen Kugeln und Quadern treten durch die Interaktion des durch Quader diskretisierten Trägers mit dem durch die Kugelpackung simulierten Boden sowie zwischen den äußeren Seitenwänden und dem Modellboden auf. Anders als bei dem Kugel-Kugel-Kontakt, wo sich der Kontaktpunkt sehr leicht ermitteln läßt, gibt es beim Kugel-Quader-Kontakt 26 mögliche, auf verschiedenen Wegen zu bestimmende Kontaktpunkte. Der Kontakt, der vorerst auf der Mantelfläche des Quaders liegend angenommen wird, läßt sich in drei Grundfälle einordnen:

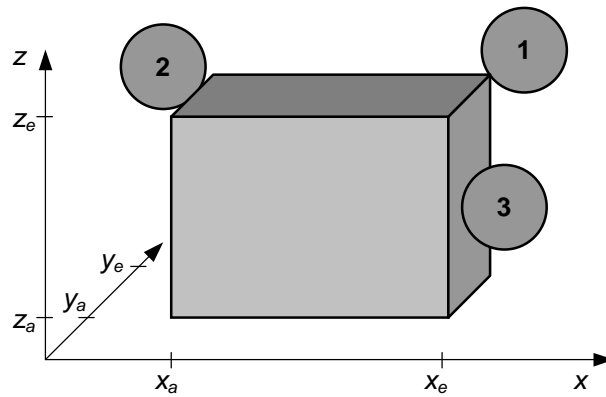


Bild 4.5: Kontakt Quader – Kugel

1. Kontakt an einem der 8 Eckpunkte.
2. Kontakt an einer der 12 Kanten.
3. Kontakt tangential an einer der 6 Flächen des Quaders.

Wenn zur Vereinfachung in den folgenden Betrachtungen das lokale Koordinatensystem als Bezugssystem verwendet wird und der Quader durch die zwei Vektoren  $\mathbf{a} = (x_a, y_a, z_a)^T$  und  $\mathbf{e} = (x_e, y_e, z_e)^T$  aufgespannt ist (Bild 4.5), ergeben sich für die dargestellten Grundfälle folgende Lösungen:

1. Der Kontaktpunkt ist der berührte Eckpunkt. Im Fall 1 des Bildes 4.5 entspräche der Kontaktpunkt  $\mathbf{c} = (x_e, y_e, z_e)^T$ .

2. Zwei Koordinaten des Kontakts ergeben sich aus dem Ortsvektor  $\mathbf{a} = (x_a, y_a, z_a)^T$  der entsprechenden Kante. Die dritte Koordinate entspricht der zugehörigen Mittelpunktskoordinate  $\mathbf{P} = (x_p, y_p, z_p)^T$  der Kugel im lokalen Koordinatensystem des Quaders. Im Fall 2 des Bildes 4.5 wäre der Kontaktpunkt  $\mathbf{c} = (x_a, y_p, z_e)^T$ .
3. Eine Koordinate ergibt sich aus dem Ortsvektor der Seitenfläche des Quaders, die beiden verbleibenden aus der Mittelpunktskoordinaten der Kugel. Im Fall 3 des Bildes 4.5 ergäbe sich der Kontaktpunkt  $\mathbf{c} = (x_e, y_p, z_p)$ .

Die Kontaktkoordinaten werden aus drei Ungleichungen erhalten, wobei die Koordinatenrichtungen  $x$ ,  $y$  und  $z$  getrennt voneinander zu betrachten sind.

$$\mathbf{c} = (x_c, y_c, z_c)^T = \left( x_c = \begin{cases} x_a : x_p < x_a \\ x_e : x_p > x_e \\ x_p : x_a \leq x_p \leq x_e \end{cases}, y_c = \begin{cases} y_a : y_p < y_a \\ y_e : y_p > y_e \\ y_p : y_a \leq y_p \leq y_e \end{cases}, z_c = \begin{cases} z_a : z_p < z_a \\ z_e : z_p > z_e \\ z_p : z_a \leq z_p \leq z_e \end{cases} \right)^T \quad (4.9)$$

Diese Berechnungsvorschrift ergibt sehr einfach durch Koordinatenvergleiche den Kontaktpunkt. Sie enthält alle 26 möglichen und eine nicht erlaubte Lösung für  $\mathbf{c} = (x_p, y_p, z_p)^T$ , bei welcher sich der Kugelmittelpunkt mit Inneren des Quaders befinden würde.

Unter der Voraussetzung, daß der Betrag der Verformungen des Quaders und der berührenden Kugel mit dem Radius  $r$  an der Kontaktstelle gleich groß ist, kann die Überlappung  $u$  nach den Gleichungen 4.10 bis Gleichung 4.12 berechnet werden.

$$\mathbf{d} = \mathbf{c} - \mathbf{P} \quad (4.10)$$

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{d}}{|\mathbf{d}|} \quad (4.11)$$

$$u = r - |\mathbf{d}| \quad (4.12)$$

### 4.2.3 Ermittlung der statischen Größen

#### Normalkräfte

Bei Annahme eines linear-elastischen Modellgesetzes für die Kontaktkräfte  $\mathbf{N}$  lassen sich die Normalkräfte zwischen den Elementen mittels der konstanten Normalsteifigkeit  $K_N$  ermitteln (Bild 4.2 und 4.6).

$$\mathbf{N}_2 = -\mathbf{N}_1 = \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} \cdot (K_N \cdot u) \quad (4.13)$$

Damit gilt ein finiter Zusammenhang  $N = f(u)$  bzw.  $N \sim u$ . Die Größe der Normalsteifigkeit  $K_N$  ergibt sich aus der Normalsteifigkeit  $K_{N_1}$  der Kugel 1 und der Steifigkeit  $K_{N_2}$  der Kugel 2 nach der Summationsregel 4.14.

$$\frac{1}{K_N} = \frac{1}{K_{N_1}} + \frac{1}{K_{N_2}} \quad (4.14)$$

Es folgt:

$$K_N = \frac{K_{N_1} \cdot K_{N_2}}{K_{N_1} + K_{N_2}} \quad (4.15)$$

### Tangentialkräfte

Die Reibungs- bzw. Tangentialkräfte  $\mathbf{T}$  mobilisieren sich inkrementell in Abhängigkeit vom Zuwachs der tangentialen Verschiebungsdifferenzen  $d\mathbf{s}$  unter Anwendung der Tangentialsteifigkeit  $K_S$ . Es gilt damit ein differentieller Zusammenhang  $d\mathbf{T} = f(K_S, d\mathbf{s})$ . Als weitere Randbedingung kommt hinzu, daß die absolute Größe der tangentialen Kräfte  $|\mathbf{T}|$  entsprechend des MOHR-COULOMBSchen Reibungsgesetzes auf einen Maximalwert  $|\mathbf{T}_{max}| = \mu \cdot |\mathbf{N}|$  begrenzt ist, wobei  $\mu$  ein materialabhängiger Reibungsbeiwert ist. Beim Erreichen von  $|\mathbf{T}_{max}|$  setzt ein Gleiten im Kontakt ohne weitere Kraftzunahme ein. Die Zunahme des

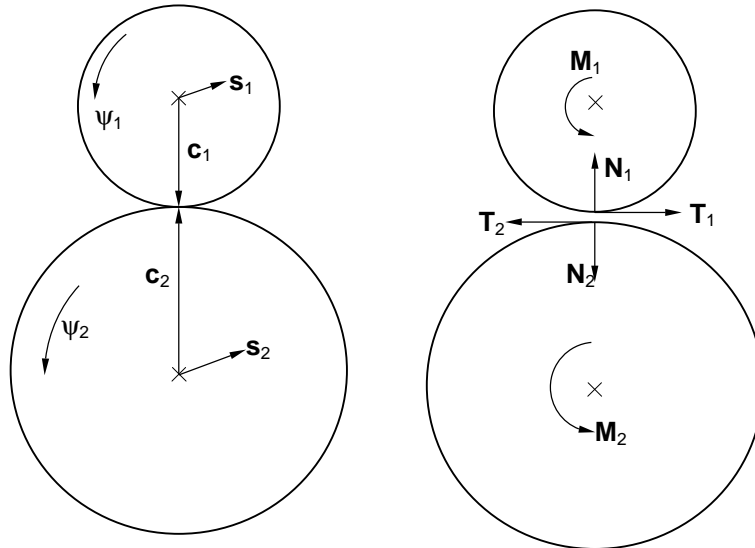


Bild 4.6: Relativbewegung der Kontaktpunkte infolge Rotation

Reibungsweges zwischen den Elementen infolge Rotation  $\psi$  (siehe Bild 4.6) kann durch die Gleichungen 4.16 und 4.17 berechnet werden.

$$d\mathbf{s}_{rot,1} = d\psi_1 \times \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} \cdot r_1 \quad (4.16)$$

$$d\mathbf{s}_{rot,2} = -d\psi_2 \times \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} \cdot r_2 \quad (4.17)$$

Die Relativbewegung der Kontaktpunkte infolge translatorischer Bewegung  $ds_1$  und  $ds_2$

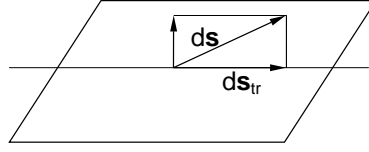


Bild 4.7: Relativbewegung der Kontaktpunkte infolge Translation

der Kugeln ergibt sich durch Projektion der Bewegungsvektoren auf die Tangentialebene der beiden Kugeln (Bild 4.7).

$$ds_{tr,1} = ds_1 - \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} \cdot (ds_1 \cdot \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2}) \quad (4.18)$$

$$ds_{tr,2} = ds_2 - \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2} \cdot (ds_2 \cdot \mathbf{n}_{1 \rightarrow 2}) \quad (4.19)$$

Den Gesamt-Reibungsweg innerhalb eines Zeitschrittes erhält man damit zu

$$ds_{ges} = ds_{rot,1} + ds_{tr,1} - ds_{rot,2} - ds_{tr,2} \quad , \quad (4.20)$$

woraus sich der Scherkraftzuwachs in einem Zeitschritt  $dt$  mit den folgenden Gleichungen berechnen läßt.

$$d\mathbf{T}^t = \mathbf{T}^t - \mathbf{T}^{t-1} = K_S \cdot ds_{ges} \quad (4.21)$$

$$\mathbf{T}_2 = -\mathbf{T}_1 = \begin{cases} \mu \frac{|\mathbf{N}|}{|\mathbf{T}|} \mathbf{T} & : |\mathbf{T}| > \mu |\mathbf{N}| \\ \mathbf{T} & : |\mathbf{T}| \leq \mu |\mathbf{N}| \end{cases} \quad (4.22)$$

Mit:

$$K_S = \frac{K_{S1} \cdot K_{S2}}{K_{S1} + K_{S2}} \quad (4.23)$$

Nach der Ermittlung der tangentialen Kräfte müssen im letzten Berechnungsschritt die Momente ermittelt und die Summe über alle an den Elementen  $i$  wirkenden Kräfte und Momente infolge der Kontakte  $j$  gebildet werden.

$$\mathbf{M}_1 = \mathbf{T}_1 \times \mathbf{c}_1 \quad (4.24)$$

$$\mathbf{M}_2 = \mathbf{T}_2 \times \mathbf{c}_1 \quad (4.25)$$

$$\mathbf{F}_i = \sum_j (\mathbf{N}_{i,j} + \mathbf{T}_{i,j}) \quad (4.26)$$

$$\mathbf{M}_i = \sum_j \mathbf{M}_{i,j} \quad (4.27)$$

#### 4.2.4 Ermittlung der kinematischen Größen

Nach den statischen Größen können die Bewegungsgrößen ermittelt werden. In die Berechnungen gehen alle Kräfte aus den Kontakten der Elemente untereinander sowie die Kräfte infolge äußerer Kräfte und Felder (z. B. Gravitation) ein. Die Bestimmungsgleichungen für die Komponenten der Beschleunigung  $\ddot{\mathbf{p}}$  (=konst. in  $dt$ ), der Geschwindigkeit  $\dot{\mathbf{p}}$  und der Position  $\mathbf{p}$  im nächsten Zeitschritt  $t + dt$  lauten:

$$\ddot{\mathbf{p}}_{i=x,y,z}^t = (\mathbf{F}_i^t - d_x \cdot \dot{\mathbf{p}}_i^t)/m \quad (4.28)$$

$$\mathbf{p}_{i=x,y,z}^{t+dt} = \mathbf{p}_i^t + \dot{\mathbf{p}}_i^t \cdot dt + \frac{1}{2} \cdot \ddot{\mathbf{p}}_i^t \cdot dt^2 \quad (4.29)$$

$$\dot{\mathbf{p}}_{i=x,y,z}^{t+dt} = \dot{\mathbf{p}}_i^t + \ddot{\mathbf{p}}_i^t \cdot dt \quad (4.30)$$

Für die Rotationsgrößen gilt analog:

$$\ddot{\psi}_{i=x,y,z}^t = (\mathbf{M}_i^t - d_\psi \cdot \dot{\psi}_i^t)/I \quad (4.31)$$

$$\psi_{i=x,y,z}^{t+dt} = \psi_i^t + \dot{\psi}_i^t \cdot dt + \frac{1}{2} \cdot \ddot{\psi}_i^t \cdot dt^2 \quad (4.32)$$

$$\dot{\psi}_{i=x,y,z}^{t+dt} = \dot{\psi}_i^t + \ddot{\psi}_i^t \cdot dt \quad (4.33)$$

Mit:

$m$  ... Masse der Kugel

$I$  ... Rotationsträgheitsmoment der Kugel

#### 4.2.5 Ermittlung der Stoffparameter

Wie im Abschnitt 4.2.3 dargestellt, sind zur Beschreibung des Stoffverhaltens drei Materialparameter, die Normalsteifigkeit  $K_N$ , die Tangential- oder Schersteifigkeit  $K_S$  und der Reibungsbeiwert  $\mu$  zu bestimmen. Von diesen drei Kenngrößen hat die Normalsteifigkeit den größten Einfluß auf das Berechnungsergebnis. Das Ziel der folgenden Untersuchung ist daher, die 'Federkonstante' der Kugeln so festzulegen, daß die Gesamtsteifigkeit einer unendlich großen, kontinuierlichen, homogenen Kugelpackung nicht mehr von der zufälligen Wahl der Kugeldurchmesser abhängt.

#### Normalsteifigkeit $K_N$

In der folgenden Betrachtung wird die Herleitung dieser Steifigkeit der Kugeln dargestellt. Es liegt dem Gedankenmodell zugrunde, daß ein Ausschnitt eines jeden Stoffes unter Vor-

aussetzung der Gültigkeit des HOOKEschen Gesetzes eine Steifigkeit besitzt, die sich nach der Gleichung 4.34 berechnen läßt.

$$K_{Bl} = \frac{EA}{l} \quad (4.34)$$

Dabei bezeichnet  $E$  den Elastizitätsmodul des betrachteten Materials,  $A$  die belastete Fläche und  $l$  die Länge des belasteten Blocks in Belastungsrichtung.  $K_{Bl}$  steht für die Dehnsteifigkeit, die dieser Block im Kontinuum der Belastung entgegenstellt.

Die anzusetzende Normalsteifigkeit der einzelnen Kugeln  $K_N$  ist von der Lagerung und Anordnung der Kugeln abhängig. Deshalb werden im Folgenden unterschiedliche Lagerungen untersucht.

### Kubisch-primitive Packung

Die kubisch-primitive Packung zeichnet sich dadurch aus, daß die Kugeln in Reihen parallel zu allen drei Koordinatenrichtungen angeordnet werden. Nur bei dieser Anordnung sind in allen drei Koordinatenrichtungen die Anzahl der Kontakte und damit die Steifigkeit gleich groß. Sie ist außerdem die lockerste der hier untersuchten Lagerungen. Der Quader bzw. Würfel, in dem sich  $2 \cdot 2 \cdot 2 = 8$  Kugeln mit dem Durchmesser  $d$  befinden, hat die Abmessungen  $2d \cdot 2d \cdot 2d$ . Die Steifigkeit dieses Blocks ist nach der Gleichung 4.35 zu berechnen.

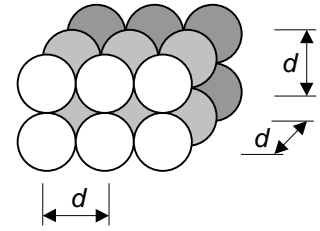


Bild 4.8: Kubisch-primitive Packung

$$K_{Bl,2} = \frac{A}{l} E = \frac{(2d)^2}{2d} E = \frac{(2 \cdot 2r)^2}{2 \cdot 2r} E = 4 \cdot E \cdot r \quad (4.35)$$

Für  $N \cdot N \cdot N$  Kugeln gilt dann:

$$K_{Bl,N} = \frac{(N \cdot d)^2}{N \cdot d} E = \frac{(N \cdot 2r)^2}{N \cdot 2r} E = 2N \cdot E \cdot r \quad (4.36)$$

Die Steifigkeit der 8 Kugeln mit der Normalsteifigkeit  $K_N$  in der Packung  $2 \cdot 2 \cdot 2$  ist:

$$K_{Kl,2} = \underbrace{4}_{\text{Kugeln}} \frac{K_N \cdot K_N}{K_N + K_N} = \frac{4K_N^2}{2K_N} = 2K_N \quad (4.37)$$

Für  $N \cdot N \cdot N$  Kugeln gilt dann:

$$K_{Kl,N} = N^2 \frac{1}{N} K_N = N \cdot K_N \quad (4.38)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen 4.36 und 4.38 erhält man:

$$2N \cdot E \cdot r = N \cdot K_N \Rightarrow K_N = 2E \cdot r \quad (4.39)$$

Der Porenanteil  $n$  ergibt sich zu:

$$n = 1 - \frac{N^3 \cdot \frac{4}{3}\pi r^3}{N^3 d^3} = 1 - \frac{1}{6}\pi \approx 0,476 \quad (4.40)$$

### Rhomboedrische Packung

Bei der rhomboedrischen Packung werden in der Draufsicht und Ansicht die Kugeln so versetzt angeordnet, daß jeweils sechs Kugeln ein Sechseck ergeben. Der Vorteil dieser Lagerung ist die gleiche Größe der Steifigkeit sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung. Weiterhin stimmt der Porenanteil  $n \approx 0,302$  nach Gleichung 4.45 mit den Versuchen besser überein.

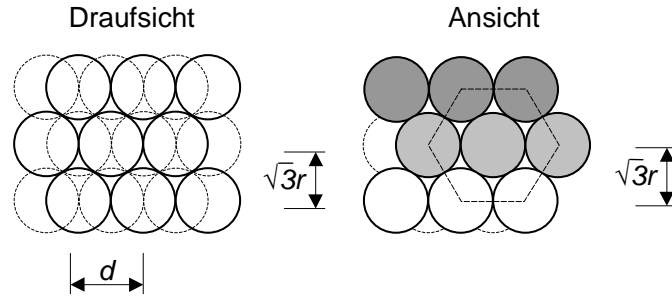


Bild 4.9: Rhomboedrische Packung

$$K_{Bl,N} = \frac{N^2(2r)(\sqrt{3}r)}{N\sqrt{3} \cdot r} E = 2 \cdot N \cdot E \cdot r \quad (4.41)$$

Jede Kugel stützt sich in vertikaler Richtung auf zwei anderen Kugeln ab:

$$K_{Kl,N} = \underbrace{N^2}_{\text{Kugeln}} \cdot \underbrace{2}_{\text{Federn}} \frac{1}{N} K_N \cos \vartheta \quad (4.42)$$

mit:

$$\cos \vartheta = \frac{\sqrt{3}r}{2r} = \frac{\sqrt{3}}{2} \quad (4.43)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen 4.41 und 4.42 erhält man:

$$2 \cdot N \cdot E \cdot r = N^2 \cdot 2 \frac{1}{N} K_N \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \Rightarrow K_N = \frac{2}{\sqrt{3}} E \cdot r \quad (4.44)$$

Der Porenanteil  $n$  ergibt sich zu:

$$n = 1 - \frac{N^3 \cdot \frac{4}{3}\pi r^3}{N^3(2r)(\sqrt{3}r)(\sqrt{3}r)} = 1 - \frac{2\pi}{9} \approx 0,302 \quad (4.45)$$

### Tetragonal-raumzentrierte Packung

Die tetragonal-raumzentrierte Packung zeichnet sich durch eine parallele Anordnung der Kugeln in zwei Koordinatenrichtungen aus. In der dritten Richtung ist ein 45°-Versatz vorgesehen.

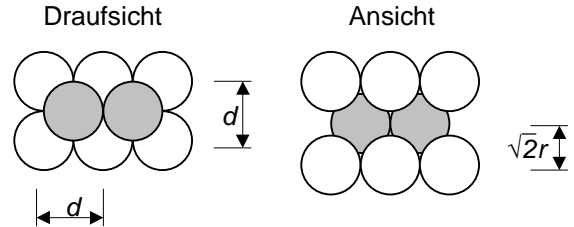


Bild 4.10: Tetragonal-raumzentrierte Packung

Beim Verbinden von 4 Mittelpunkten einer Ebene zu dem in der Ebene darüber liegenden Kugelmittelpunkt ergibt sich eine Pyramide mit quadratischer Grundfläche, deren Kanten unter 45° geneigt sind.

Die Abstände der einzelnen Reihen sind in X und Y-Richtung  $2 \cdot r$ , in Richtung der Z-Koordinate  $\Delta z = \sqrt{2} r$ . Für eine Belastung in vertikaler Richtung können die Steifigkeiten wie folgt berechnet werden:

$$K_{Bl,2} = \frac{(2d)^2}{2\sqrt{2} \cdot r} E = \frac{8}{\sqrt{2}} \cdot E \cdot r \quad (4.46)$$

Für  $N \cdot N \cdot N$  Kugeln gilt dann:

$$K_{Bl,N} = \frac{(N \cdot d)^2}{N\sqrt{2} \cdot r} E = \frac{4 \cdot N}{\sqrt{2}} \cdot E \cdot r \quad (4.47)$$

In dieser Kugelpackung stützt sich jede Kugel in vertikaler Richtung auf vier andere Kugeln ab. Die Steifigkeit der acht Kugeln mit der Normalsteifigkeit  $K_N$  in der Packung  $2 \cdot 2 \cdot 2$  ist:

$$K_{Kl,2} = \underbrace{4}_{\text{Kugeln}} \cdot \underbrace{4}_{\text{Federn}} \frac{K_N \cdot K_N}{K_N + K_N} \cos \vartheta \quad (4.48)$$

mit:

$$\cos \vartheta = \frac{\Delta z}{2r} = \frac{\sqrt{2}r}{2r} = \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (4.49)$$

Für  $N \cdot N \cdot N$  Kugeln gilt dann:

$$K_{Kl,N} = N^2 \cdot 4 \cdot \frac{1}{N} K_N \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{4 \cdot N}{\sqrt{2}} \cdot K_N \quad (4.50)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen 4.47 und 4.50 erhält man:

$$\frac{4 \cdot N}{\sqrt{2}} E \cdot r = \frac{4 \cdot N}{\sqrt{2}} \cdot K_N \Rightarrow K_N = E \cdot r \quad (4.51)$$

Der Porenanteil  $n$  ergibt sich zu:

$$n = 1 - \frac{N^3 \cdot \frac{4}{3} \pi r^3}{N^3 (2r)(2r)(\sqrt{2}r)} = 1 - \frac{\pi}{3\sqrt{2}} \approx 0,260 \quad (4.52)$$

### Hexagonal-dichteste Packung

Die hexagonal-dichteste Packung zeichnet sich dadurch aus, daß nur eine Reihe parallel zur Koordinatenrichtung ausgerichtet ist. Die anderen Reihen sind so angeordnet, daß sich durch Verbinden der Mittelpunkte jeweils ein gleichseitiger Tetraeder ergibt.

Die Steifigkeit der einzelnen Kugeln wird in Analogie zur bisherigen Vorgehensweise berechnet.

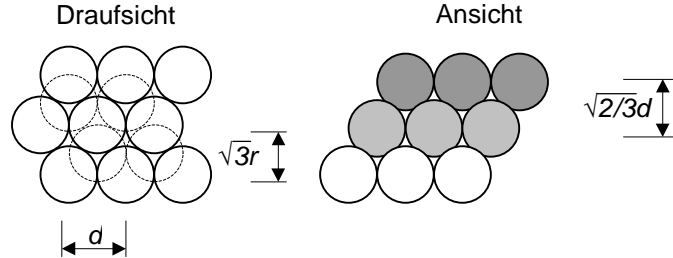


Bild 4.11: Hexagonal-dichteste Packung

$$K_{Bl,N} = \frac{N^2(2r)(\sqrt{3}r)}{N\sqrt{\frac{8}{3}} \cdot r} E = \frac{6 \cdot N}{\sqrt{8}} E \cdot r \quad (4.53)$$

Jede Kugel stützt sich in vertikaler Richtung auf drei andere Kugeln ab:

$$K_{Kl,N} = \underbrace{N^2}_{\text{Kugeln}} \cdot \underbrace{3}_{\text{Federn}} \frac{1}{N} K_N \cos \vartheta \quad (4.54)$$

mit:

$$\cos \vartheta = \frac{\sqrt{\frac{8}{3}}r}{2r} = \sqrt{\frac{2}{3}} \quad (4.55)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen 4.53 und 4.54 erhält man:

$$\frac{6 \cdot N}{\sqrt{8}} E \cdot r = N^2 \cdot 3 \frac{1}{N} K_N \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \Rightarrow K_N = \frac{1}{2} \sqrt{3} E \cdot r \quad (4.56)$$

Der Porenanteil  $n$  ergibt sich zu:

$$n = 1 - \frac{N^3 \cdot \frac{4}{3} r^3}{N^3 (2r)(\sqrt{3}r)(\sqrt{\frac{8}{3}}r)} = 1 - \frac{\pi}{3\sqrt{2}} \approx 0,260 \quad (4.57)$$

### Tangentialsteifigkeit $K_S$

Die Ermittlung der Tangentialsteifigkeit  $K_S$  erfolgt im allgemeinen durch die Nachrechnung von Modell- und Laborversuchen. Nach eigenen Untersuchungen und nach HERTEN [25] kann festgestellt werden, daß der Einfluß von  $K_S$  auf Kraftgrößen außerordentlich gering ist. Da die Bodenkörner in natura von der Kugelform abweichen und sich ein geometrischer Verzahnungswiderstand in den Kontakten einstellt, resultiert ein sehr geringer Weg zur vollen Mobilisierung der Tangentialkräfte und somit eine hohe Tangentialsteifigkeit. Es ist davon auszugehen, daß die Schersteifigkeit in der Größenordnung der Normalsteifigkeit liegt.

Die Verwendung einer höheren Steifigkeit bewirkt einen langsameren Rechenfortschritt und ist bei dem geringen Einfluß von  $K_S$  auf das Ergebnis nicht gerechtfertigt.

Bei Vergleichsberechnungen ergaben sich zutreffende Ergebnisse, wenn die Tangentialsteifigkeiten in gleicher Größe wie die Normalsteifigkeiten angesetzt wurden.

### Reibungsbeiwerte $\mu_K$ und $\mu_W$

Die Reibungsbeiwerte  $\mu_K$  für den Kugel-Kugel-Kontakt sowie  $\mu_W$  für den Kugel-Wand-Kontakt lassen sich nur im Zusammenhang betrachten.

Die Ermittlung dieser Parameter erfolgte durch Vergleichsberechnungen für den ebenen passiven Erddruck vor einer 1,5 m hohen, unendlich langen Wand. Dabei war festzustellen, daß sich die Resultierende des passiven Erddrucks aus zwei Komponenten zusammensetzt. Das sind der strukturelle Widerstand der Kugelpackung und der Widerstand infolge der Reibung zwischen den Kugeln bzw. zwischen den Kugeln und der Wand. Vergleichsberechnungen mit einem Reibungsbeiwert  $\mu_K = 0,0$  ergaben bei ebenen Erddruckberechnungen einen resultierenden inneren Reibungswinkel der Kugelpackung von  $\varphi = 31^\circ$ .

Von geringerem Einfluß ist der Beiwert  $\mu_W$ , der den Reibungsbeiwert zwischen Träger und 'Boden' darstellt. Grundsätzlich kann festgestellt werden, daß eine Erhöhung von  $\mu_W > \mu_K$  keine Erhöhung der Bruchlast mehr bewirkt. Ebenfalls ist der Einfluß von  $\mu_W$  nicht groß genug, um eine Abhängigkeit mit dem Wandreibungswinkel der Form  $\mu_W = f(\delta_p)$  für den gesamten Bereich  $0 \geq \delta_p \geq \varphi$  herzustellen. Umfangreiche Vergleichsberechnungen zeigten insbesondere bei geringen Reibungswinkeln, daß  $\mu_W$  gegenüber dem Wandreibungswinkel  $\delta_p$  einen deutlich kleineren Einfluß auf den Erddruck besitzt.

So beträgt z. B. das Verhältnis der passiven Erddruckbeiwerte mit  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\delta_p = -\varphi$  zu  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\delta_p = 0$  ca. 2,6, während mit einer Veränderung von  $\mu_W = \tan 36^\circ$  zu  $\mu_W = 0$  nur ein Verhältnis von 1,16 erreicht wird. Für die numerischen Untersuchungen der Modell- und Großversuche wurden deshalb die Reibungsbeiwerte für den Kugel-Wandkontakt in allen Berechnungen mit den Reibungsbeiwert Sand auf Stahl zum Ansatz gebracht. Dieser beträgt nach verschiedenen Autoren [38, 52, 64] ungefähr  $\mu_W = \tan 27,5^\circ$ .

Da  $\mu_W$  jedoch nur ein Beiwert für die maximal mögliche Scherspannung im Vergleich zur Normalspannung ist, können die tatsächlich auftretenden Erddruckneigungswinkel bei räumlichen Bruchvorgängen beträchtlich von dieser Größe abweichen. Dies bestätigen auch die Ergebnisse der Modell- und Großversuche. Bei ebenen Bruchvorgängen vor parallel verschobenen Wänden wird jedoch davon ausgegangen, daß bei voller Mobilisierung des passiven Erddrucks und Eintritt des Bruchzustandes der volle Wandreibungswinkel mobilisiert wird.

Unter diesen Voraussetzungen wurden mit unterschiedlichen Reibungsbeiwerten  $\mu_K$  ebene Erddruckversuche nachgerechnet. Aus den dabei ermittelten Bruchkräften konnte die jeweilige Größe der Winkel  $\varphi$  der inneren Reibung ermittelt werden. Bei der Darstellung

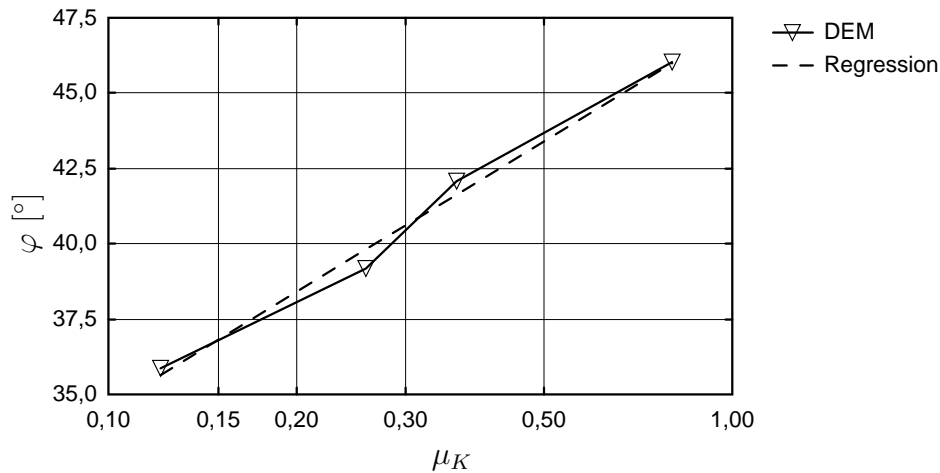


Diagramm 4.12: Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Reibungsbeiwert

der Abhängigkeit zwischen  $\varphi$  und  $\mu_K$  im Diagramm 4.12 mit logarithmischer Einteilung der  $\mu_K$ -Achse ist ein linearer Zusammenhang erkennbar. Die logarithmische Regression ergab für die Beziehung  $\varphi = f(\ln \mu_K)$  die folgende Gleichung:

$$\varphi = 0,0955 \ln(\mu_K) + 0,824 \quad , \quad (4.58)$$

die nach  $\mu_K$  umgestellt in den weiteren Berechnungen Verwendung fand:

$$\mu_K = e^{\frac{\varphi - 0,824}{0,0955}} ; \quad (\varphi = 35,7^\circ \dots 46^\circ) \quad . \quad (4.59)$$

Für die praktische Anwendung ist zu beachten, daß die Größe des Parameters  $\mu_K$  insbesondere auch von der Kornform und Kornverteilung des Bodens abhängig ist, so daß die hier dargestellte Funktion zunächst nur für den *Dresdner Sand 98* und Böden mit ähnlichen Eigenschaften gilt.

### 4.3 Vergleichsberechnungen

Da die Diskrete Elemente Methode eine sehr aufwendige Berechnungsform darstellt, kommt es darauf an, das Optimum in Bezug auf die Größe der einzelnen Elemente und die Rechenzeit zu erreichen. Für die Versuche wurden Geometrien mit bis zu 45000 Elementen verwendet, was zu insgesamt 1,2 Millionen möglichen Kontakten führte. Die Rechenzeiten betragen je nach Rechenleistung, Geometrie und Elementanzahl 5 bis 72 Stunden.

Von großem Einfluß auf die Rechenzeiten waren auch die gewählten Zeitinkremente. Um eine möglichst stabile Iteration zu gewährleisten, wurde durchgängig mit  $\Delta t = \Delta t_{krit}/20$  gerechnet. Dabei ist  $\Delta t$  das Zeitinkrement in einem Berechnungszyklus und  $\Delta t_{krit}$  das kritische Zeitinkrement, ab dem die Elemente durch eine geringe äußere Erregung in immer stärkere Schwingung versetzt und damit die Berechnungen instabil werden. Die Zeitdifferenz  $\Delta t_{krit}$  ergibt sich für jedes Element nach der Gleichung 4.60, wobei die geringste Zeitspanne maßgebend wird.

$$\Delta t_{krit} = \sqrt{\frac{M}{K_N}} \quad (4.60)$$

Mit:

$M$  . . . Masse der Kugel,

$K_N$  . . . Normalsteifigkeit der Kugel.

Analytisch betrachtet steigt die Rechenzeit mit der vierten Potenz des Verkleinerungsfaktors des Kugelradius. So erhält man bei einer Halbierung der Kugelradien die achtfache Kugelanzahl zum Ausfüllen eines bestimmten Volumens. Gleichzeitig verringert sich die Kugelmasse auf ein Achtel, während die Normalsteifigkeit sich halbiert. Das kritische Zeitinkrement  $\Delta t_{krit}$  wird dadurch halbiert und die doppelte Anzahl von Berechnungsschritten notwendig.

Bei Laufzeitmessungen ergaben sich jedoch noch gravierendere Auswirkungen des Verkleinerungsfaktors der Kugelradien. Die wirkliche (gemessene) Rechenzeit stieg mit der fünften bis achten Potenz an. Ursachen dafür sind u. a. auch computerinterne Vorgänge. Nachteilig wirkt sich hier insbesondere der größere reservierte Arbeitsspeicher aus, weshalb der schnellere Speichercache nicht so effektiv verwendet werden kann. Bei sehr großen Geometrien finden auch Auslagerungsvorgänge auf die Festplatte statt, was die Rechenleistung in besonderem Maße verringert (siehe Tabelle D.1).

### 4.3.1 Simulation der Modellversuche mit der DEM

Im Bild 4.13 ist exemplarisch ein Diskrete-Elemente-System (ca. 10000 Elemente) abgebildet, welches sich im Bruchzustand befindet. Die Simulation des Versuchsablaufs erfolgte in vier Schritten.

Zuerst wurden die seitlichen Begrenzungen und die Bodenplatte definiert (diese sind im Bild 4.13 nicht dargestellt). Die Größen der Versuchsgeometrien sind in Abhängigkeit von den Abmessungen der in den Versuchen erhaltenen Bruchkörpern so festgelegt worden, daß

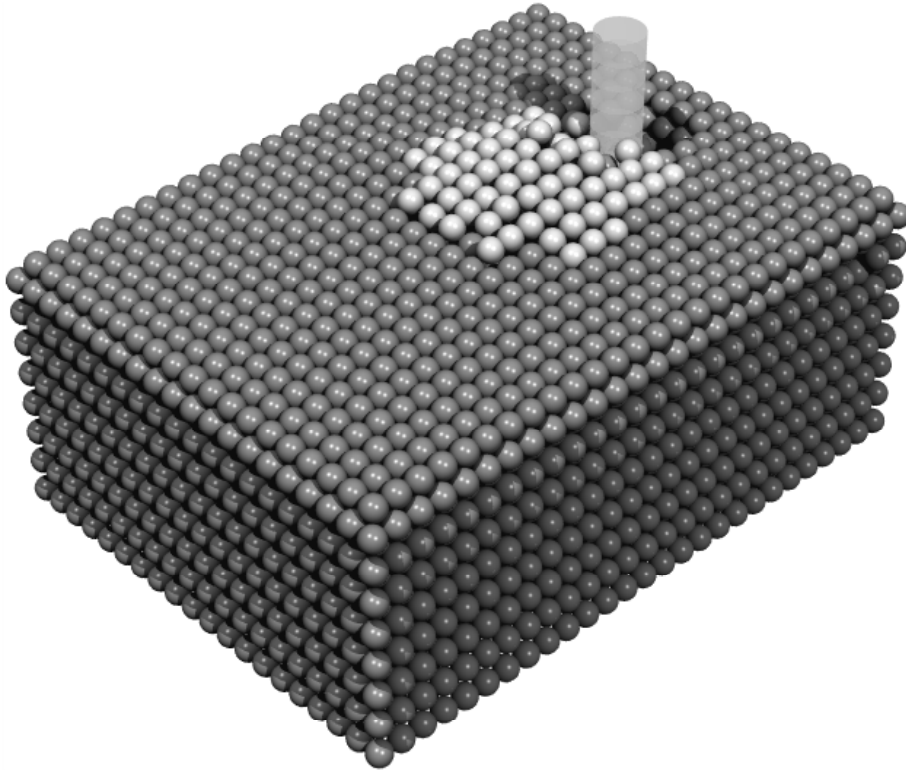


Bild 4.13: Diskrete Elemente System im Bruchzustand

um den zu erwartenden Bruchkörper herum mehrere Kugelreihen erzeugt wurden, die nicht Bestandteil des Bruchkörpers waren, um eine freie Bruchausbildung zu gewährleisten.

Anschließend erfolgte die Definition des Versuchsträgers. Dieser bestand aus bis zu 14 übereinander angeordneten zylindrischen oder quaderförmigen Elementen und ermöglichte damit die Ermittlung der Verteilung der angreifenden Kräfte über die Einbindetiefe. Die Kugelradien wurden in Abhängigkeit vom Trägerquerschnitt so gewählt, daß die Trägerdicke ein ganzzahliges Vielfaches der Kugelradien war. Somit konnte der Träger so angeordnet werden, daß die Kugeln im Ausgangszustand bereits spannungsfrei drei Seitenflächen tangierten und keine Auflockerungen und Umlagerungen zu Beginn der Berechnung auftraten.

Nachfolgend wurden die Kugelpackungen in der entsprechenden Lagerungsart eingebaut. Nicht bewährt hat sich dabei die kubisch-primitive Packung, die insbesondere in den oberen Bereichen mit geringer Steifigkeit sehr schnell dazu neigte, sich in stabilere Zustände umzulagern. Ebenfalls nicht verwendet wurde die hexagonal-dichteste Packung. Diese führte durch die flächenartig dichte Anordnung zu sehr großen Bruchkräften. Realistische Verformungen fanden nicht statt, die Brüche erfolgten sehr schnell bei geringen Verschiebungen. Die realistischsten Ergebnisse ergaben sich mit der tetragonal-raumzentrierten Lagerung, weshalb ausschließlich diese Packung in den Simulationen zum Einsatz kam. Die unter-

schiedlichen stofflichen Eigenschaften des Bodens wurden durch Anpassung der Parameter  $K_N$ ,  $K_S$  und  $\mu_W$  sowie der Wichte erfaßt.

Die Kugeln, die sich unmittelbar an den senkrechten Rändern parallel zur Verschiebungsrichtung befinden, sind in den Freiheitsgraden dergestalt beschränkt worden, daß eine Symmetrieebene entstand. Damit wird bei evtl. zu geringen Abmessungen der verwendeten DEM-Systeme in der Querrichtung zur Verschiebung eine Art Gruppenwirkung berechnet, die zu geringe Erddruckkräfte – also auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse – liefert.

Die Normalsteifigkeit  $K_N$  wurde mittels des OHDE-Steifezahlansatzes in Abhängigkeit der Vertikalspannung  $\sigma_z$  und den in dem Abschnitt 4.2.5 angegebenen Gleichungen für jede Kugellage separat festgelegt. Damit erhalten tiefer liegende Kugeln eine deutlich höhere Steifigkeit als höherliegende.

Die ersten Berechnungsschritte der Simulation erfolgten mit einem Reibungsbeiwert von  $\mu_K = \mu_W = 0$  für alle Kontakte und ohne Verschiebung. Dem Material wurde damit die Möglichkeit gegeben, sich infolge Eigenlast zu setzen und einen Ausgangs- bzw. Ruhezustand herzustellen, wie er in natürlich gewachsenen Böden anzunehmen ist. Anschließend wurden die Reibungskräfte auf die originalen Werte zurückgesetzt und mit der Verschiebung begonnen. Der Versuch wurde beendet, wenn ein Rückgang der Gesamtkraft  $E_{pgh}$  gegenüber der Maximalkraft von mindestens 5 % zu verzeichnen war.

### 4.3.2 Ergebnisse der Nachrechnung vom Modellversuchen

Es ist im Ergebnis der Nachrechnung von Modellversuchen festzustellen, daß die Diskrete Elemente Methode zur Untersuchung des räumlichen passiven Erddrucks sehr gut geeignet ist.

Der größte Vorteil gegenüber der Kinematischen Elemente Methode ist dabei, daß keinerlei Vorgaben zu der Bruchposition und -größe anzugeben sind. Bei der Finiten Elemente Methode können Interfaceelemente oder vorgegebene Gleitflächen bzw. -formen die Berechnungsergebnisse erheblich verfälschen. Deshalb ist die DEM besonders zur Berechnung und Visualisierung von Bruchzuständen geeignet. Zur Beurteilung reiner Verformungsprobleme sollten dagegen andere Berechnungsmethoden zum Einsatz kommen.

Das Bild 4.14 ist eine Draufsicht auf eine DEM-Simulation im Bruchzustand. Die dargestellten Pfeile entsprechen den Wegen, die die einzelnen Kugeln während der Simulation zurückgelegt haben. Deutlich erkennbar ist die räumliche Ausbreitung eines elliptischen Bruchkörpers. Ähnliche Verschiebungen konnten auch in den Versuchen festgestellt werden.

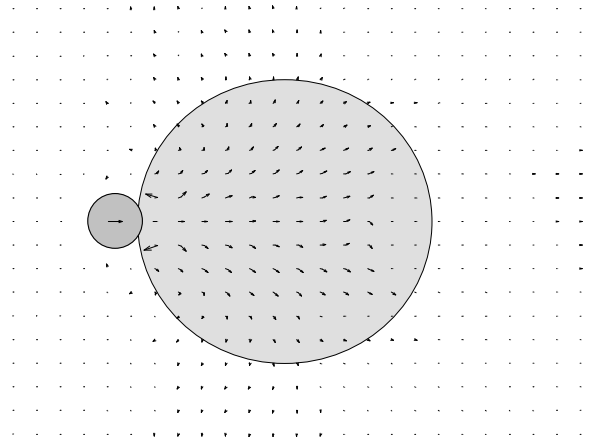


Bild 4.14: Draufsicht auf Diskrete Elemente System im Bruchzustand

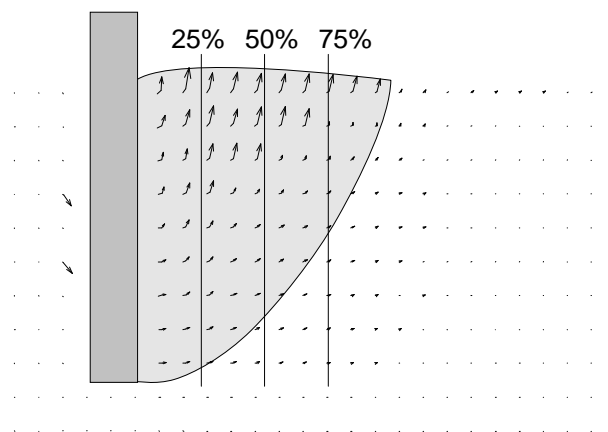


Bild 4.15: Vertikalschnitt durch die Symmetrieachse

Ein Schnitt durch das System entlang der Symmetrieachse ist im Bild 4.15 dargestellt. Zu erkennen ist die offensichtlich gekrümmte Form des Bruchkörpers und die Hebung aller im Inneren des Bruchkörpers befindlichen Elemente, wobei die größten Hebungen aufgrund der Wandreibung nicht direkt am Träger, sondern ca. im ersten Drittel auftreten.

Im Bild 4.16 sind die Verschiebungsvektoren im Vertikalschnitt, senkrecht zur Symmetrieebene bei ca. 50% der Bruchlänge dargestellt. Die durchgezogenen Linien zeigen die Umrisse der Bruchfigur bei 25, 50 und 75% der Länge des Bruchkörpers. Deutlich wird dabei, daß die seitlichen Begrenzungsflächen des Bruchkörpers mit zunehmenden Abstand vom Träger von einer konkaven zu einer konvexen Ausbildung wechselt, wobei dessen Tiefe ebenfalls abnimmt.

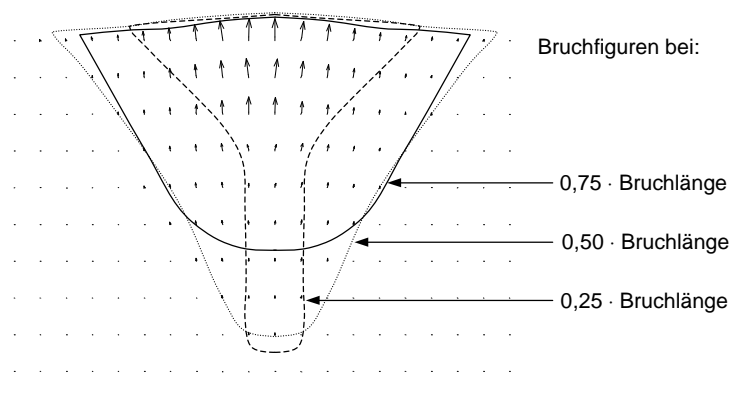


Bild 4.16: Vertikalschnitt senkrecht zur Symmetrieebene

Bei der Nachrechnung ausgewählter Modellversuche ergaben sich die in der Tabelle 4.1 dargestellten Bruchkräfte. Dabei ist ersichtlich, daß die Größenordnung der im Versuch gemessenen Kräfte gut nachvollzogen werden konnte. Die Auswahl der nachzurechnenden Versuche wurde so getroffen, daß von jeder Kombination der Einbindetiefe und der Trägerbreite jeweils zwei Versuche nachgerechnet und mit den Meßergebnissen verglichen wurden.

Die Abweichungen der berechneten Bruchkräfte von den in den Versuchen gemessenen Kräften liegen innerhalb des anzunehmenden Streubereiches der Versuche. Auf Grundlage der relativ guten Übereinstimmung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse erfolgt der Einsatz der Diskreten Elemente Methode für Berechnungen im realen Maßstab sowie als Ersatz für Versuche, die nicht oder nur mit großem Aufwand durchzuführen wären.

### 4.3.3 Nachrechnungen von Großversuchen

Um die Ergebnisse für die im Folgenden dargestellten Berechnungen für Prototypen im realen Maßstab zu überprüfen, wurden den Vergleichsberechnungen die Großversuche von WEISSENBACH zugrunde gelegt. Da diese Versuche in feuchtem Sand durchgeführt worden sind, muß bei dem Vergleich der Berechnungs- und Versuchsergebnisse die Wirkung der Kapillarkohäsion berücksichtigt werden. WEISSENBACH ermittelte die Größenordnung der Kohäsion mittels Scher- und Abrutschversuchen. Dabei wird deutlich, daß die Kohäsion  $c$  besonders bei geringen Einbindetiefen die Ergebnisse beeinflusst.

Bei Versuchen mit Einbindetiefen  $t \geq 1$  m sind die Fehler bei dem Ansatz von  $c$  relativ gering, da die Kohäsion in den Versuchen von WEISSENBACH mit maximal  $2 \text{ kN/m}^2$  anzu-

Versuchs- bezeichnung	$b$ m	$t$ m	$\varphi$ °	Bruchkraft [kN]		Abweichung %
				gemessen	berechnet	
Uv16	0,03	0,09	43,8	0,133	0,123	-8
Uv17	0,03	0,09	40,0	0,078	0,077	-2
Uv12	0,03	0,12	43,1	0,253	0,206	-18
Uv21	0,03	0,12	41,3	0,17	0,164	-4
Uv11	0,03	0,15	43,5	0,408	0,314	-23
Uv23	0,03	0,15	41,8	0,319	0,264	-17
Nv03	0,03	0,188	37,6	0,264	0,268	2
Uv25	0,03	0,188	39,0	0,33	0,295	-11
Tv02	0,06	0,09	43,8	0,156	0,168	8
Tv03	0,06	0,09	44,0	0,18	0,172	-5
Tv04	0,06	0,12	43,8	0,348	0,299	-14
Tv12	0,06	0,12	42,5	0,262	0,274	5
Tv05	0,06	0,15	45,0	0,632	0,49	-22
Tv08	0,06	0,15	42,7	0,458	0,44	-4

Tabelle 4.1: Vergleich der Modellversuchsergebnisse mit Berechnungsergebnissen der DEM

setzen ist und damit der rechnerische Anteil der räumlichen passiven Erddruckkraft infolge Kohäsion die Größe von ca. 15 % der Gesamtkraft nicht übersteigt.

Im Diagramm 4.17 sind mit einer Ausnahme die Ergebnisse der Nachrechnung aller Großversuche dargestellt. Die Ausnahme bildet der Versuch W 502, bei dem im Versuch kein Grenzzustand erreicht werden konnte.

Die Anteile  $E_{pgh}$  – passiver Erddruck infolge der Eigenlast – und  $E_{pch}$  – passiver Erddruck infolge der Kohäsion – wurden bei der Auswertung nach einem Vorschlag von WEISSENBACH entsprechend der Verhältnisse der rechnerischen Bruchkräfte aufgeteilt.

Die Abweichungen zwischen den Erddruckkräften aus den Großversuchen und den numerischen Simulationen betragen im Durchschnitt ca. 11 %. Die Ursache könnten dafür u. a. in Versuchsschwankungen und Unsicherheiten im Ansatz der Parameter in den Berechnungen liegen. So konnten die für die Ergebnisse wichtigen OHDE-Steifezahlkonstanten  $w$  und  $v$  nur mit den Konstanten des *Dresdner Sands 98* abgeschätzt werden, da sie für den von WEISSENBACH verwendeten Versuchssand nicht vorlagen.

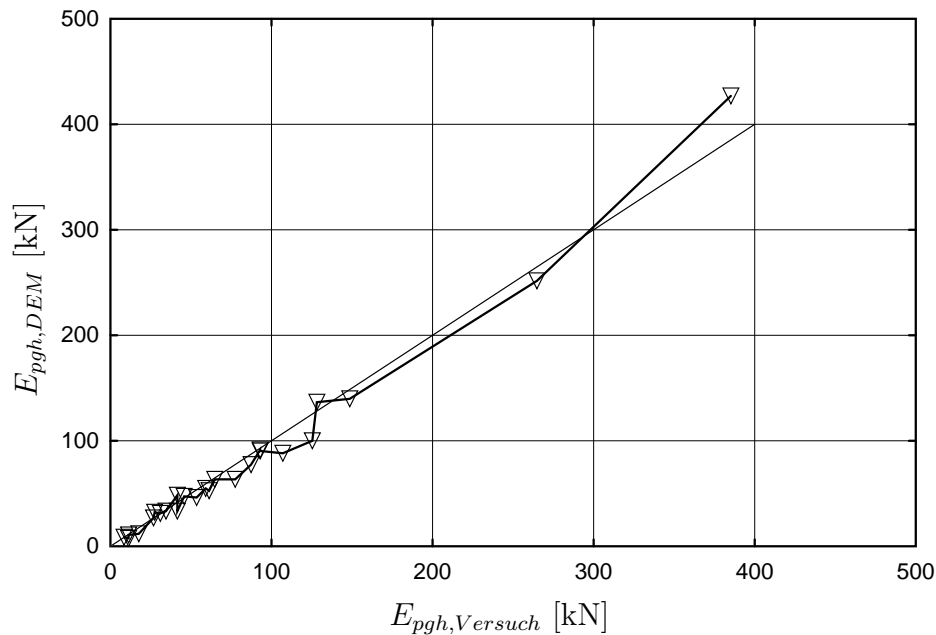


Diagramm 4.17: Nachrechnung der Versuchsergebnisse von WEISSENBACH

Die geringen Abweichungen der gemessenen von den berechneten Bruchkräften bestätigen die Anwendbarkeit der Diskreten Elemente Methode für große, praxisrelevante Abmessungen.

## 4.4 Berechnung von Prototypen

Ziel der im Folgenden dargestellten Untersuchungen ist es, mit Hilfe der Diskreten Elemente Methode eine Versuchsmatrix zu besetzen, um die Einflüsse der verschiedenen Randbedingungen unabhängig voneinander zu untersuchen.

Da es bei Modell- und insbesondere auch bei Großversuchen sehr kompliziert ist, in die Versuchseinrichtung eine absolut gleichmäßige vorher festgelegte Ziellagerungsdichte einzubauen, sollen die nachfolgenden Berechnungen als Erweiterung und Ersatz der Großversuche dazu dienen, die Einflüsse der einzelnen Randbedingungen wie Einbindetiefe, Trägerbreite und Lagerungsdichte besser zu erfassen und damit die Berechnungsansätze zu stützen.

### 4.4.1 Simulationsmatrix

Für den Grundfall des parallel verschobenen Trägers mit unendlicher Steifigkeit wurde eine vollbesetzte Versuchsmatrix mit den Einflußgrößen Trägerbreite, Einbindetiefe und bezogene Lagerungsdichte erstellt. Die Trägerbreiten betragen 0,1, 0,3, 0,5 und 0,7 m. Die Dicke

des Trägers in Verschiebungsrichtung hatte die Größe von 30 cm. Die Einbindetiefen variierten zwischen 0,5 und 2,5 m im Abstand von 50 cm. Als bezogene Lagerungsdichten  $I_D$  sind 0,3, 0,5, 0,7 und 0,9 verwendet worden. Da die Wichte und der Reibungswinkel des ‘Versuchssandes’ eine direkte Abhängigkeit mit  $I_D$  aufweisen, ergaben sich mit dem Parametersatz des *Dresdner Sands 98* Wichten in dem Bereich von  $15,6 \leq \gamma \leq 17,9 \text{ kN/m}^3$  und Reibungswinkel von  $35,5^\circ \leq \varphi \leq 44,6^\circ$ .

Für die Untersuchung der rechnerischen Breiten bei großen Trägerbreiten wurden die Berechnungen mit einer Einbindetiefe von 1,5 m bis auf Breiten  $b$  von 2,1 m ausgedehnt. Insgesamt wurden über 100 Berechnungen zur Bestimmung der Bruchzustände mit Parallelverschiebung durchgeführt.

#### 4.4.2 Ergebnisse für Parallelverschiebung

##### Bruchkräfte

Im Diagramm 4.18 sind ausgewählte Ergebnisse der Bruchkräfte  $E_{pgH,DEM}$  gegenüber der Einbindetiefe  $t$  dargestellt. Jeder Punkt im Diagramm kennzeichnet die Bruchkraft einer

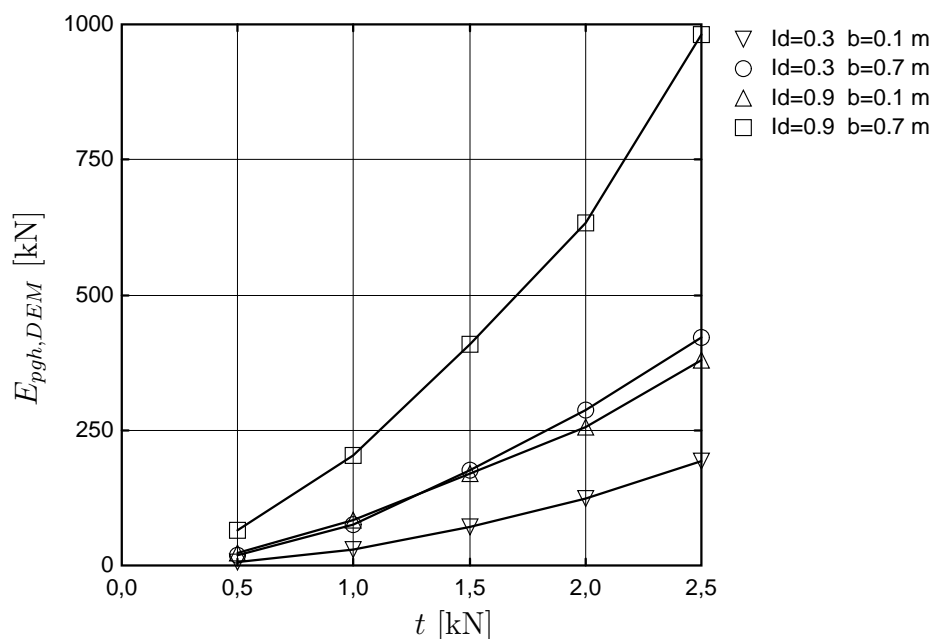


Diagramm 4.18: Berechnungsergebnisse der Versuchsmatrix

DEM-Simulation. Die Ergebnisse mit jeweils gleichen Stoffparametern und Trägerbreiten wurden in der Darstellung verbunden.

Ausgewählt wurden dabei die Berechnungen mit den extremalen bezogenen Lagerungsdichten  $I_D = 0,3$  und  $I_D = 0,9$  sowie der Trägerbreiten  $b = 0,1$  m und  $b = 0,7$  m. Alle

anderen Ergebnisse der Simulationsmatrix liegen fächerartig zwischen den Ergebnissen von  $I_D = 0,3; b = 0,1$  m sowie  $I_D = 0,9; b = 0,7$  m.

Deutlich zu erkennen ist der parabelförmige Anstieg der Erddruckkräfte bezüglich  $t$ . Bei der Auswertung zeigt sich, daß der Einfluß der Einbindetiefe am besten mit einer quadratischen Parabel zu beschreiben ist.

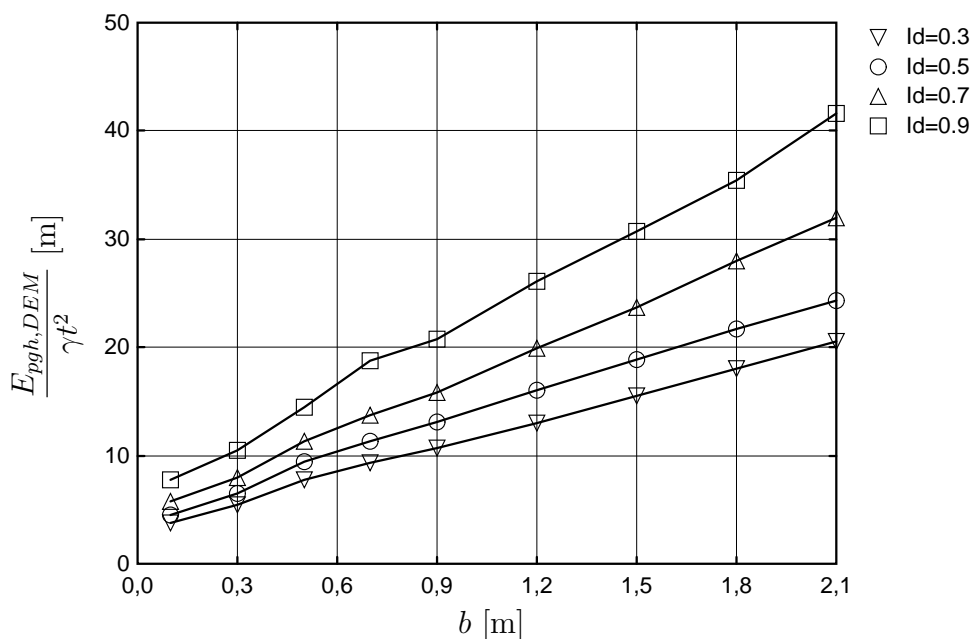


Diagramm 4.19: Einfluß Erddruckbeiwert und Trägerbreite

Mit dieser Erkenntnis läßt sich im Diagramm 4.19 der gemeinsame Einfluß von Trägerbreite und Erddruckbeiwert darstellen. Um die Entwicklung der Erddruckkraft für Trägerbreiten  $b \rightarrow \infty$  zu untersuchen, sind die Berechnungen für eine Einbindetiefe von 1,5 m auf Trägerbreiten bis 2,1 m ausgedehnt worden. Dabei stellen sich die Quotienten aus  $E_{pgh,DEM}$  und  $\gamma t^2$  als lineare Funktionen dar. Im Kapitel 5 werden diese Zusammenhänge als Grundlage für einen statischen Ansatz zur Berechnung der Bruchkraft von Trägern in kohäsionslosem Boden verwendet.

### Angriffspunkt

Die im Diagramm 4.20 dargestellten Tiefenlagen der Resultierenden befinden sich ausnahmslos zwischen 66 % und 77 % der Einbindetiefe. Dies entspricht im Wesentlichen den Ergebnissen der Modellversuche (Diagramm 3.13), bei denen die Angriffspunkte  $r$  zwischen 70 % und 79 % von  $t$  lagen. Damit gab es wie in den Modellversuchen auch bei den Nachrechnungen überlineare Erddruckverteilungen, jedoch nicht von ganz so deutlicher Ausprägung.

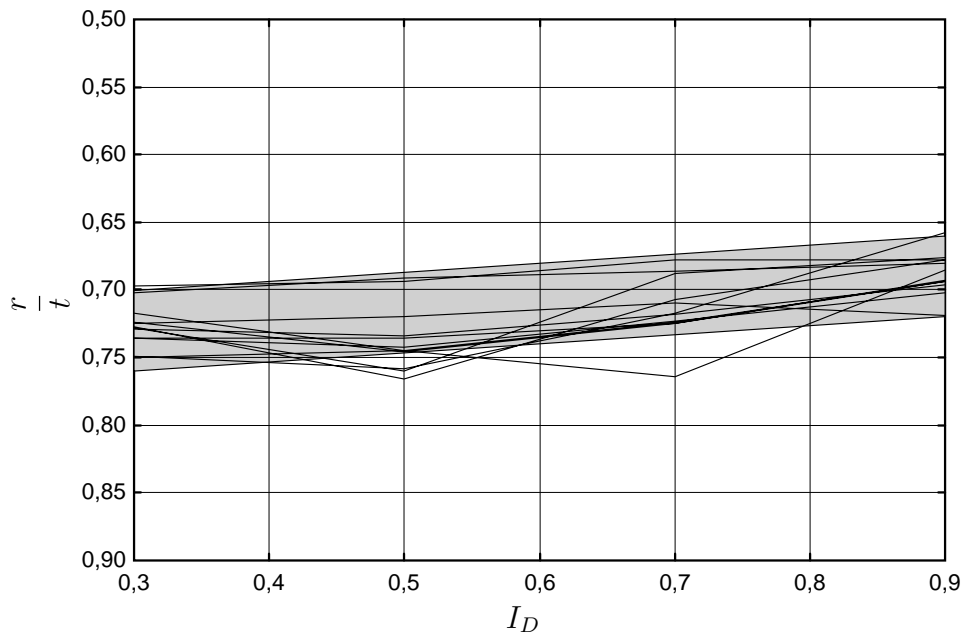


Diagramm 4.20: Bezogene Tiefenlage der Resultierenden

Die Großversuche von WEISSENBACH zeigen ein ähnliches Bild. Die Angriffspunkte wurden dort im Bruchzustand zwischen 60 % und 75 % der Einbindetiefe ermittelt.

Mit zunehmender Mobilisierung konnte wie auch in den Versuchen eine Verlagerung des Angriffspunkts zum Trägerfuß hin festgestellt werden.

### Mobilisierung der passiven Erddruckkraft

Die Darstellung der Mobilisierungsfunktionen im Diagramm 4.21 zeigt ähnliche Verläufe wie in den Modellversuchen. So bilden die Simulationen mit geringen bezogenen Lagerungsdichten die obere Begrenzung der Funktionen, während die untere Begrenzung durch die Berechnungen mit hohen bezogenen Lagerungsdichten gebildet wird. Im Gegensatz zu den Modellversuchen sind bei den Berechnungen die Unterschiede in den Funktionen in Abhängigkeit von  $I_D$  jedoch nicht so ausgeprägt. Das zeigt sich auch in den Parametern der Mobilisierungsfunktionen (vgl. Diagramm 3.18). Diese bewegen sich in den Versuchen zwischen 0,6 und 1,7 mit einem durchschnittlichen Anstieg von  $1,55 I_D$ . In den Simulationen betragen die Konstanten 0,6 bis 1,2 bei einem deutlich geringeren Anstieg von ca.  $0,3 I_D$ .

Bei geringen Lagerungsdichten ist ein stufenweiser Anstieg der Tragkraft zu erkennen. Nach eingetretenen Teilbrüchen und kurzzeitigem Abfall der gemessenen Horizontalkraft kann erneut eine höhere Kraft mobilisiert werden. Als eine Ursache dafür ist u. a. eine durch die seitliche Verdrängung hervorgerufene Verdichtung und Stabilisierung des Bodenkörpers vor dem Träger anzusehen.

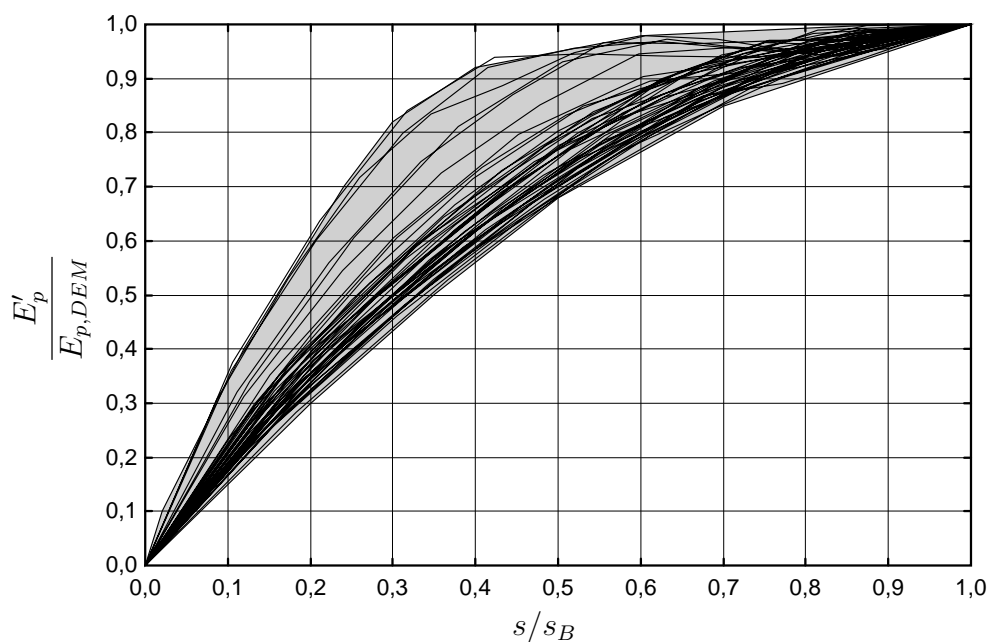


Diagramm 4.21: Mobilisierung Tragkräfte

## 4.5 Schlußfolgerungen

In Auswertung der Berechnungsergebnisse aus der Diskreten Elemente Methode ist erkennbar, daß mit noch vertretbarem Rechenaufwand und Zeitbedarf verläßliche Ergebnisse erzielt werden können.

Die Vergleichsberechnungen zu den Großversuchen von WEISSENBACH zeigten eine sehr gute Übereinstimmung der Meß- und Berechnungsergebnisse. Damit ist die Verwendbarkeit dieser Methode zur Berechnung von Prototypen zur Erweiterung und Ergänzung der Versuchsergebnisse nachgewiesen.

Eine Steigerung der Genauigkeit ist bei komplizierten Bruchgeometrien durch Verwendung von noch kleineren DEM-Elementen möglich. Dies trifft in gleicher Weise auf den Einsatz von gemischtkörnigen Haufwerken zu. Dabei ist allerdings zu beachten, daß gemischtkörnige Kugelpackungen gegenüber homogenen Anordnungen bei gleichen Abmessungen ein Vielfaches an Kontakten aufweisen, wodurch der Rechenfortschritt erheblich verlangsamt wird.

Die DEM bietet große Vorteile bei Berechnungen von Systemen mit großen Verschiebungen sowie bei der Visualisierung und Veranschaulichung der Bruchvorgänge.

Zusammenfassend ist festzuhalten, daß die Diskrete Elemente Methode eine zuverlässige und stabile Berechnungsmethode für den Anwendungsfall der Ermittlung des passiven räumlichen Erddrucks darstellt, bei der sich die Bruchvorgänge durch die unbeschränkte

Bewegungsmöglichkeit ausschließlich aus Gleichgewichtsbedingungen selbständig ergeben. Der Bruch wird nicht durch spezielle (Interface-) Elemente oder durch vorgegebene Bruchkörpergeometrien beeinflusst.

# Kapitel 5

## Vorschlag für ein neues statisches Berechnungsverfahren

### 5.1 Randbedingungen und Gültigkeit des Verfahrens

Das Berechnungsverfahren gilt für überwiegend kohäsionslose Böden. Weiterhin ist die Anwendung dieses Verfahrens nur für praxisrelevante Abmessungen zulässig. Verglichen wurden ausschließlich Versuche mit Trägerbreiten  $b \geq 5$  cm und Einbindetiefen  $t \geq 0,5$  m. Deshalb werden für das hier dargestellte Verfahren die genannten Mindestabmessungen als untere Grenze festgelegt. Für die Berechnungen im Modellmaßstab ist das hier vorgeschlagene Verfahren nicht ohne weitere Anpassung anwendbar, da Modellversuche im Vergleich zu Großversuchen Maßstabeffekte zeigen (siehe Abschnitt 3.1.2), so u. a. eine stärkere Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte.

### 5.2 Bruchkraft

Der im Diagramm 4.18 deutlich zu erkennende parabelförmige Anstieg der Erddruckkräfte bezüglich der Einbindetiefe zeigt, daß deren Einfluß am zutreffendsten mit einer quadratischen Parabel beschrieben werden kann, wie es der klassischen Erddrucktheorie entspricht.

Bei der Beurteilung des Einflusses der Trägerbreite auf die Bruchkräfte wird von folgenden Überlegungen ausgegangen. Die Bruchkraft  $E_{pgh}$  wird als die Summe zweier Teilkraften betrachtet, dem ebenen Anteil  $E_{pgh,eben}$ , der sich infolge der realen Breite des betrachteten Trägers ergibt, und dem Anteil infolge räumlicher Wirkung  $E_{pgh,raum}$ , der sich offenbar unabhängig von der realen Trägerbreite  $b$  darstellt (Gleichung 5.1). Die Kraft  $E_{pgh,eben}$  berechnet

sich dabei per Definition nach der Gleichung 5.2, die die klassische ebene Erddrucktheorie widerspiegelt.

$$E_{pgh} = E_{pgh,eben} + E_{pgh,raum} \quad (5.1)$$

$$E_{pgh,eben} = \frac{1}{2} \gamma t^2 K_{pgh,eben} \cdot b \quad (5.2)$$

Die Erddruckbeiwerte sind nach dem Vorschlag von PREGL aus der DIN 4085 Teil 100 verwendet worden. Für diese Beiwerte ist der Erddruckneigungswinkel  $\delta_p$  in Abhängigkeit von der vertikalen Bewegungsmöglichkeit des Trägers, der Rauigkeit der Trägeroberfläche und dem inneren Reibungswinkel des Bodens wie bei der Berechnung des ebenen Erddrucks anzusetzen. Nach Reibungsversuchen, die WEISSENBACH durchgeführt hat, kann  $\delta_p$  bei Reibung von Stahl auf Sand mit maximal  $26^\circ$  bis  $29^\circ$  zum Ansatz gebracht werden.

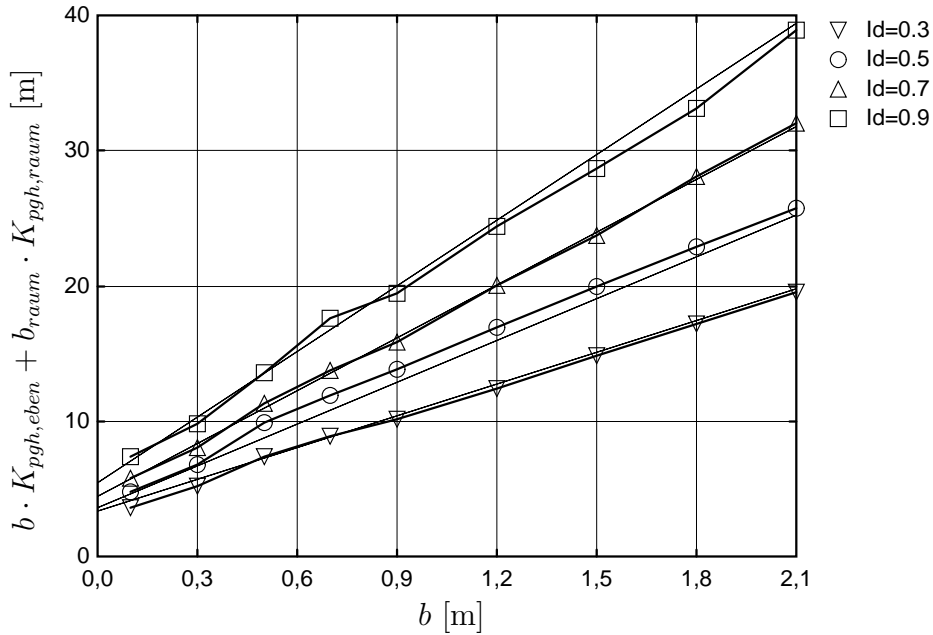
Insbesondere bei schmalen Trägern stellt die räumliche Erddruckresultierende  $E_{pgh,raum}$  den größeren Anteil der Erddruckkraft dar. Die Formel für diesen Anteil wird aufgrund der festgestellten quadratischen Abhängigkeit der Erddruckkraft von der Einbindetiefe entsprechend der Gleichung 5.3 angegeben, um nach der Umstellung nach  $b_{raum}$  die rechnerische Breite zu ermitteln.

$$E_{pgh,raum} = \frac{1}{2} \gamma t^2 K_{pgh,raum} \cdot b_{raum} \quad (5.3)$$

Da die passive Erddruckkraft, die aus der räumlichen Bruchkörperausbildung resultiert, sich unabhängig von der Wandrauhigkeit einstellt, muß sich der Erddruckbeiwert  $K_{pgh,raum}$  von  $K_{pgh,eben}$  unterscheiden. Die Annahme, daß der räumliche Anteil keine Vertikalkomponente besitzt, wird gestützt u. a. von den geringen Wandreibungswinkeln in den Modell- und Großversuchen, insbesondere bei großer Schlankheit der Träger. Von wenigen Ausnahmen abgesehen blieben die Verhältniswerte  $|\delta_p|/\varphi$  unter 0,45. Bei den Großversuchen ist eine betragsmäßige Zunahme von  $\delta_p$  mit zunehmender Trägerbreite festzustellen. Aus theoretischen Überlegungen folgt der Grenzwert für unendlich breite Träger:

$$\delta_{p,b \rightarrow \infty} = \delta_{p,eben} \quad (5.4)$$

Die Auswertung der Vergleichsrechnungen mit Hilfe der DEM ergab die beste Übereinstimmung der aus den Bruchkräften berechneten Breiten  $b_{raum}$  beim Ansatz eines Erddruckneigungswinkels von  $\delta_p = 0$ . Weitere Einflüsse auf  $b_{raum}$  infolge der Bodenparameter, der Einbindetiefe und der Trägerbreite sind nicht zu erkennen oder geringer als die Genauigkeit der DEM-Berechnungen.

Diagramm 5.1: Produkt der Erddruckbeiwerte mit  $b$  und  $b_{raum}$ 

Im Diagramm 5.1 ist die Summe der Produkte der Erddruckbeiwerte mit den Breiten  $b$  bzw.  $b_{raum}$  in Abhängigkeit der Trägerbreite  $b$  dargestellt. Die Punkte entsprechen dabei der Bruchkraft aus der DEM dividiert durch  $\frac{1}{2}\gamma t^2$ .

$$\frac{E_{pgh}}{\frac{1}{2}\gamma t^2} = b \cdot K_{pgh,eben} + b_{raum} \cdot K_{pgh,raum} \quad (5.5)$$

Die dünnen Linien stellen den analytischen Ansatz  $b \cdot K_{pgh,eben} + b_{raum} \cdot K_{pgh,raum}$  dar. Die Abweichungen betragen beim Ansatz von  $b_{raum} = 0,86$  m im Mittel ca. 3% und treffen damit die Ergebnisse der Simulationen mit großer Genauigkeit.

Die Formel zur Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks vor Trägern in kohäsionslosen Böden bei Parallelverschiebung und unbelastetem, horizontalem Gelände stellt sich nach den oben dargestellten Zusammenhängen wie folgt dar:

$$E_{pgh} = \frac{1}{2}\gamma t^2 (b \cdot K_{pgh,eben} + b_{raum} \cdot K_{pgh,raum}) \quad (5.6)$$

Die Einflüsse anderer Randbedingungen wie z. B. der Form des Trägers, der Auflast und der Geländeneigung sind in der Berechnungsform nicht direkt enthalten, sondern können gegebenenfalls durch entsprechende Faktoren bei der Berechnung berücksichtigt werden.

### 5.3 Angenommene Spannungsverteilung

Nach den Ergebnissen der Modellversuche kann für die Spannungsverteilung unter Zugrundelegung einer 50 %-igen Mobilisierung der Erddruckkraft (Sicherheitsbeiwert  $\eta = 2$  nach EAB [16]) von einer dreieckförmigen Erddruckverteilung vor dem Träger ausgegangen werden. Das belegen auch die Angriffspunkte der Resultierenden bei diesem Mobilisierungsgrad

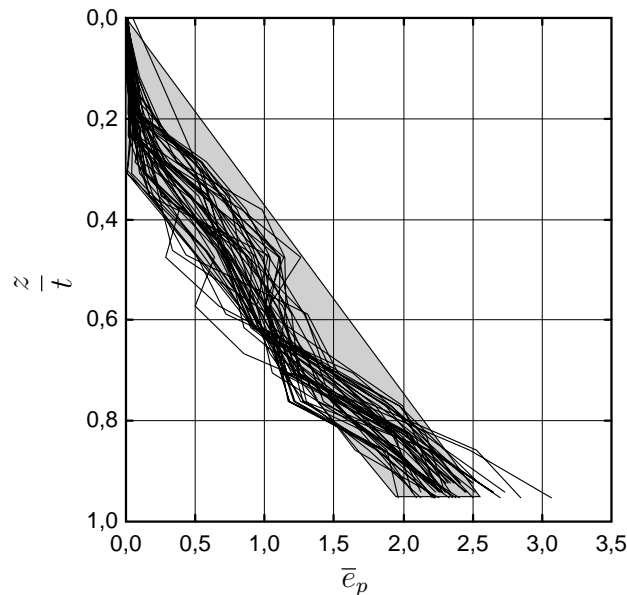


Diagramm 5.2: DEM: Spannungsverteilung bei 50 % Mobilisierung des Bruchzustandes

in den DEM-Simulationen (Erddruckfiguren siehe 5.2), bei denen der Mittelwert der bezogenen Angriffspunkte bei 66 % der Einbindetiefe liegt. Die Großversuche von WEISSENBACH ergeben Angriffspunkte, die sogar oberhalb des unteren Drittelpunkts, im Mittel bei 58 % liegen und ein Ausdruck für leicht unterlineare Erddruckverteilung sind.

### 5.4 Erddruckneigungswinkel

Bei den Modell- und Großversuchen sowie den Berechnungen mit der Diskreten Elemente Methode (DEM) stellte sich heraus, daß sich trotz behinderter Vertikalbewegung in keinem Fall ein Erddruckneigungswinkel mit einer betragsmäßigen Größe von  $27,5^\circ$  oder darüber eingestellt hat. Ebenfalls wurde nur in Einzelfällen ein Verhältnis  $|\delta_p|/\varphi$  von 0,5 erreicht bzw. überschritten, während aus theoretischen Überlegungen heraus anzunehmen ist, daß  $\delta_p$  bei sehr großen Trägerbreiten gegen den Neigungswinkel  $\delta_{p,max}$  im ebenen Bruchzustand konvergieren muß ( $|\delta_{p,max}| = 26^\circ \dots 28^\circ$  für Sand auf Stahl nach [38, 52, 64]).

Die Ergebnisse lassen darauf schließen, daß die Vertikalbewegung des Sandes vor schmalen Trägern durch die Seitenreibung behindert wird und sich deshalb  $\delta_p$  nicht vollständig mobilisieren läßt.

Zur Ermittlung des wirksamen Wandreibungswinkel im Bruchzustand kann davon ausgegangen werden, daß sich die vertikalen Erddruckkräfte infolge Trägerbreite  $b$  und räumlicher Ausbreitung  $b_{raum}$  entsprechend der bei der Herleitung des Horizontalanteils (Gleichung 5.6) angenommenen Winkels  $\delta_{p,eben} = \delta_{p,max}$  und  $\delta_{p,raum} = 0$  ausbilden. Damit läßt sich der resultierende vertikale Erddruckkraft nach Gleichung 5.7 berechnen. Der resultierende Wandreibungswinkel kann dann aus dem Verhältnis der Vertikal- zur Horizontalkomponente des Erddrucks ermittelt werden (Gleichung 5.8).

$$E_{pgv} = E_{pgh,eben} \cdot \tan \delta_{p,max} + E_{pgh,raum} \cdot \tan 0^\circ = \frac{1}{2} \gamma t^2 b \cdot K_{pgh,\delta_p=\delta_{p,max}} \quad (5.7)$$

$$\begin{aligned} \tan \delta_p &= \frac{E_{pgv}}{E_{pgh}} = \frac{b \cdot K_{pgh,\delta_p=\delta_{p,max}} \cdot \tan \delta_{p,max}}{b \cdot K_{pgh,\delta_p=\delta_{p,max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh,\delta_p=0}} \\ &= \tan \delta_{p,max} \frac{b}{b + b_{raum} \frac{K_{pgh,\delta_p=0}}{K_{pgh,\delta_p=\delta_{p,max}}}} \end{aligned} \quad (5.8)$$

Dieser Ansatz gilt nur, wenn die Träger in vertikaler Richtung unverschieblich gehalten werden. Falls eine vertikale Beweglichkeit gegeben ist, muß  $\delta_p$  so angesetzt werden, daß ein Gleichgewicht der vertikalen Kräfte herrscht.

## 5.5 Angriffspunkt

Für die Berechnungen im Gebrauchszustand kann der Angriffspunkt im unteren Drittelpunkt der Einbindetiefe angenommen werden. In den Modellversuchen liegt der Mittelwert der gemessenen Angriffspunkte bei 50% Mobilisierung der Bruchkraft in einer Tiefe von 0,68  $t$ . Die DEM-Berechnungen ergaben einen Wert von 0,66  $t$ . Demzufolge stimmen auch in dieser Hinsicht Versuch und Berechnung gut überein.

Im Bruchzustand liegt der Angriffspunkt der Resultierenden etwas tiefer. Die Modellversuche ergaben 0,75  $t$  und liegen damit etwas unterhalb der Meßergebnisse aus den Großversuchen von WEISSENBACH mit 0,70  $t$ . Die Vergleichsberechnungen der großmaßstäblichen Versuche ergaben 0,71  $t$ . Es ist anzunehmen, daß sich in den Modellversuchen infolge des unterschiedlichen Deformations- und Bruchverhaltens sowie Maßstabeffekten geringfügig andere Spannungsverteilungen ausgebildet haben als in den Großversuchen.

Deshalb werden im Ergebnis der Untersuchungen die Angriffspunkte  $r$  im Bruchzustand mit ca. 70 % der Einbindetiefe angenommen.

$$r = 0,7 t \quad (5.9)$$

$$r_{50\%} = 0,66 t \quad (5.10)$$

## 5.6 Mobilisierung der passiven Erddruckkraft

Aus den Modellversuchen hat sich die Mobilisierungsfunktion von NENDZA als geeignetste herausgestellt. Die Auswahl erfolgte nach dem Kriterium der geringsten Fehlerquadrate über alle Messungen.

$$E'_p = E_p \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_B} \right)^2 \right]^{c_E} \quad (5.11)$$

Die ermittelten Konstanten  $c_E$  aller Versuche ließen sich gut mit der folgenden Beziehung beschreiben:

$$c_E = f(I_D) \approx 1,55 I_D \quad (5.12)$$

Für die Grenzwertbetrachtung mit  $I_D \rightarrow 0$  ergibt sich mit  $c_E = f(I_D) = 0$  die Funktion zu:

$$E'_p = \begin{cases} 0 & : \frac{s}{s_B} = 0 \\ E_p & : \frac{s}{s_B} > 0 \end{cases} \quad (5.13)$$

Dies entspricht auch den theoretischen Erkenntnissen, nach denen es bei lockerster Lagerung kein Maximum gibt, sondern der Boden durch Verdrängung um den Träger fließt und damit gegen einen Grenzwert konvergiert. Einen Rückgang der Traglast gibt es dabei nicht. Der Weg  $s$  bis zur fast vollständigen Mobilisierung der Erddruckkraft  $E'_p \lesssim E_p$  ist endlich, während die Verschiebung  $s_B$  theoretisch unendlich groß ist. Somit stellt die Mobilisierungsfunktion auch in natura eine 'Stufenfunktion' dar (siehe Diagramm 5.3).

Die Ergebnisse der Ermittlung der Mobilisierungskonstanten der Großversuche von WEISENBACH sind im Diagramm 5.4 dargestellt. Diese liegen deutlich unter denen der Modellversuche. Bei der Festlegung der Ansatzfunktion für die Anwendung der Mobilisierungsfunktion in der Praxis werden jedoch die Ergebnisse der Modellversuche zugrundegelegt, da bei der Abschätzung der Bewegungen der Träger größere Parameter  $c$  größere Wege ergeben und damit für die Abschätzung der Gebrauchstauglichkeit auf der sicheren Seite liegen.

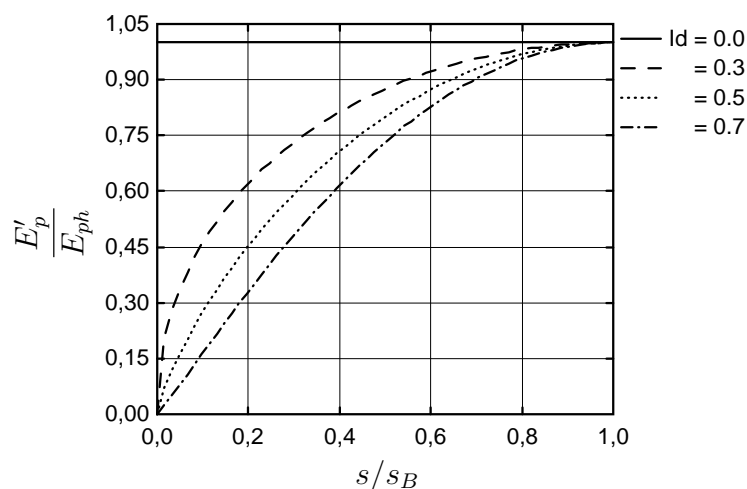


Diagramm 5.3: Mobilisierungsfunktionen in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichte

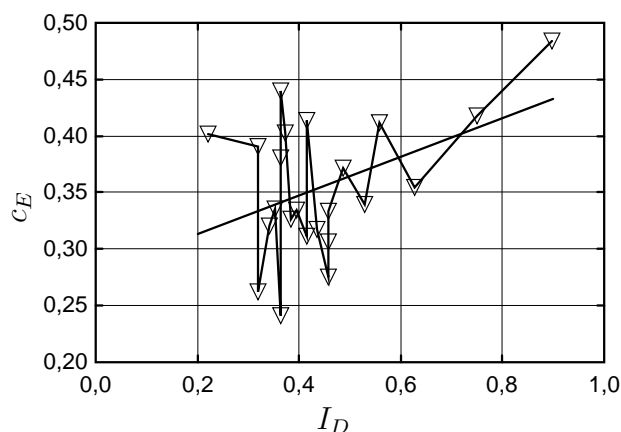


Diagramm 5.4: Mobilisierungskonstanten der Großversuche von WEISSENBACH

## 5.7 Grenzverschiebung

Die Grenzverschiebungen, die die Größe der Verschiebungen zum Erreichen des Bruchzustandes darstellen, können bei den Modellversuchen mit Parallelverschiebung gemäß Diagramm 3.20 je nach Lagerungsdichte mit ca. 10 % bis 20 % der Einbindetiefe angesetzt werden. Die im Diagramm 5.5 abgebildeten Versuchsergebnisse von WEISSENBACH weisen, von wenigen Ausnahmen abgesehen, mit ca. 4 % bis 10 % geringere Werte auf. Die in der DIN 4085 für unendlich lange Wände angegebenen bezogenen Grenzverschiebungen von 7 % bis 12 % für locker gelagerte Böden und 3 % bis 5 % bei dichter Lagerung (siehe Tabelle 2.1) stimmen gut mit den Versuchsergebnissen der breiteren Träger überein. Festzustellen ist somit, daß die notwendigen Verschiebungen zum Erreichen des Grenzzustandes abhängig von der Lagerungsdichte und der Trägerbreite sind. Für eine quantitative Aussage sind die Versuchsergebnisse jedoch nicht geeignet.

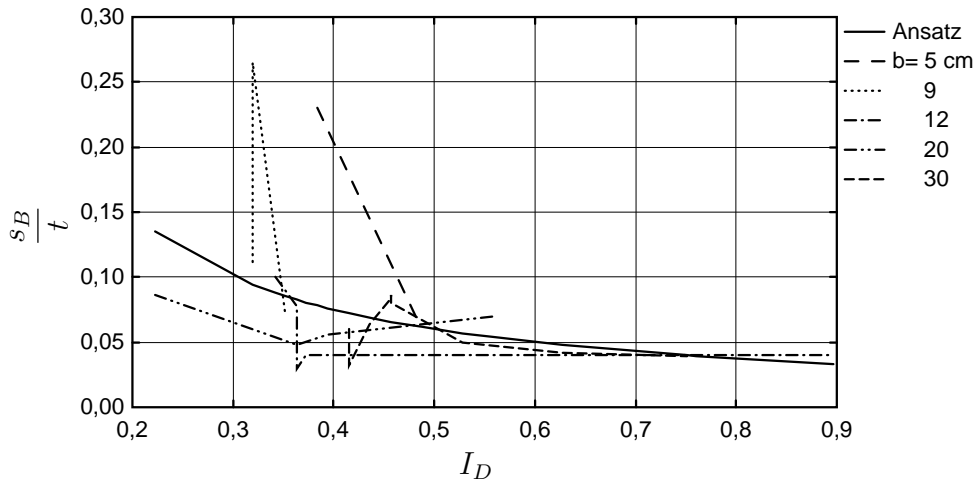


Diagramm 5.5: Bezojene Bruchverschiebung der Großversuche von WEISSENBACH

Als eine Näherung für den Einfluß der bezogenen Lagerungsdichte wird hier die Gleichung 5.14 angegeben.

$$\bar{s}_B = \frac{s_B}{t} = \frac{0,03}{I_D} \quad \rightsquigarrow \quad s_B = \frac{0,03 t}{I_D} \quad (5.14)$$

Diese Näherung ergibt eine bezogene Grenzverschiebung von 4 % bei  $I_D = 0,9$  und 10 % für locker gelagerte Böden mit  $I_D = 0,3$ . Bei lockerster Lagerung mit  $I_D = 0$  resultieren unendlich große Verschiebungen. Dieses Ergebnis stimmt gut mit den Beobachtungen überein, daß bei lockerster Lagerung kein Maximum der Erddruckkraft erreicht werden kann. Im

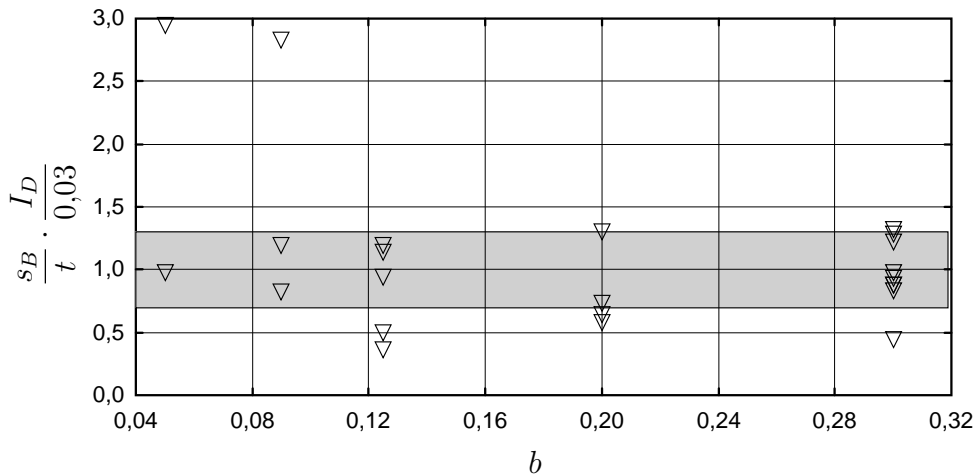


Diagramm 5.6: Einfluß der Trägerbreite bei den Versuchen von WEISSENBACH

Diagramm 5.6 sind die um den Einfluß der bezogenen Lagerungsdichten reduzierten Grenzverschiebungen nach den Versuchen von WEISSENBACH abgebildet. Grau hinterlegt ist der Bereich  $\pm 30\%$ . Dabei wird ersichtlich, daß bei besonders kleinen Trägerbreiten  $b \leq 0,1$  m mit Vergrößerungen der Verschiebungen bis zum dreifachen gerechnet werden muß. Diese

Daten eignen sich nicht für die Angabe einer Näherungsfunktion in Abhängigkeit von der Trägerbreite.

Bei der Betrachtung der Grenzverschiebungen bei 50 % iger Mobilisierung der Bruchkraft liegen die Werte in den Modellversuchen bei 2 % bis 4 %. In den Großversuchen sind mit ca. 0,3 % bis 0,7 % wieder deutlich geringere Verschiebungen festzustellen. Die Ursache dafür ist u. a. die bei diesen Versuchen vorhandenen Kapillarkohäsion. Im Zusammenhang mit der Mobilisierungsfunktion nach der Gleichung 5.11 und der Ansatzfunktion für die Grenzverschiebung 5.14 läßt sich die Gleichung 5.17 zur Berechnung der Verschiebung bei 50 % iger Mobilisierung der Erddruckkraft angeben.

$$0,5 E_p = E_p \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s_{B,50\%}}{s_B} \right)^2 \right]^{c_E} \quad (5.15)$$

Mit  $c_E = 1,55 I_D$  (Gleichung 5.12) und  $s_B = \frac{0,03t}{I_D}$  (Gleichung 5.14) ergibt sich folgende Gleichung:

$$0,5 \frac{1}{1,55 I_D} = 1 - \left( 1 - \frac{s_{B,50\%}}{s_B} \right)^2 \quad (5.16)$$

und damit die nötige Verschiebung zum Erreichen der halben Bruchlast:

$$s_{B,50\%} = \left( 1 - \sqrt{1 - 0,5 \left( \frac{1}{1,55 I_D} \right)} \right) \cdot \frac{0,03t}{I_D} . \quad (5.17)$$

## 5.8 Mobilisierung des passiven Erddrucks

Im Folgenden wird ein Ansatz hergeleitet, der eine Mobilisierungsfunktion des passiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Trägerverschiebung  $s$  und der Tiefenlage  $z$  bzw. deren bezogenen Größen  $\bar{s}$  und  $\bar{z}$  angibt.

$$\bar{s} = \frac{s}{s_B} \quad (5.18)$$

$$\bar{z} = \frac{z}{t} \quad (5.19)$$

Dabei soll das in den Modellversuchen beobachtete Mobilisierungsverhalten des Bodens hinreichend genau beschrieben werden. Das schließt den Rückgang der Spannungen im oberen Bereich der Einbindetiefe und das Absinken des Angriffspunkts während der Mobilisierung des Bruchzustandes mit ein.

Grundsätzlich wird davon ausgegangen, daß sich die Form bzw. Verteilung der Spannungen entlang des Trägers mit einer Potenzfunktion beschreiben läßt.

$$\bar{e}_p(\bar{z}) = c \cdot \bar{z}^n \quad (5.20)$$

Die dimensionslose Funktion  $\bar{e}_p$  stellt hierbei nur die Form des Erddrucks dar. Der Zusammenhang zwischen Erddruck, Geometrie und Resultierender wird dabei wie folgt definiert:

$$e_p(z) = \frac{E_p}{b \cdot t} \bar{e}_p(\bar{z}) \quad . \quad (5.21)$$

Auf die Größe der passiven Erddruckkraft soll die Funktion  $\bar{e}_p$  keinen Einfluß haben. Um dies zu erreichen, wird unabhängig von Geometrie und Bodenparametern die Größe des Integrals entlang des Trägers zu 1,0 definiert.

$$1 = \int_0^1 c \cdot \bar{z}^n d\bar{z} = \frac{c}{n+1} \bar{z}^{n+1} \Big|_0^1 = \frac{c}{n+1} \quad (5.22)$$

Die Konstante  $c$  ergibt sich dann sowohl für den Bruchzustand  $(c, n)$  als auch für jeden Mobilisierungsgrad  $(c', n')$  zu:

$$c = n + 1 \quad \rightsquigarrow \quad c' = n' + 1 \quad . \quad (5.23)$$

Damit lauten die Gleichungen für die Formfunktion sowie die Erddruckfigur wie folgt:

$$\bar{e}'_p = (n' + 1) \cdot \bar{z}^{n'} \quad (5.24)$$

$$e'_p = \frac{E'_p}{t \cdot b} \cdot (n' + 1) \cdot \bar{z}^{n'} \quad . \quad (5.25)$$

Nach den Gleichungen 5.11 und 5.12 kann der Parameter  $m$  für die Mobilisierung der Erddruckresultierenden folgendermaßen angenommen werden:

$$m = [1 - (1 - \bar{s})^2]^{1,55 I_D} \quad (5.26)$$

$$E'_p = E_p \cdot m \quad . \quad (5.27)$$

Der Exponent  $n'$  kann durch die Annahme des Angriffspunkts der Resultierenden ermittelt werden. Nach Abschnitt 5.5 ergibt sich dieser bei 50 % iger Mobilisierung der Bruchkraft im unteren Drittelpunkt der Einbindetiefe. Bei voller Mobilisierung liegt er ungefähr bei 70 % von  $t$ . Um die kontinuierliche Veränderung der bezogenen Lage des Angriffspunkts  $\bar{r}$  während der Mobilisierung mathematisch zu beschreiben, wurde eine quadratische Parabel mit dem Scheitel auf der  $\bar{z}$ -Achse bei  $\bar{z} = w$  als Näherungsfunktion verwendet ( $\bar{r}' = v \cdot m^2 + w$ , Bild 5.7).

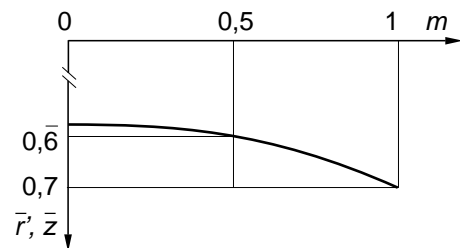


Bild 5.7: Angriffspunkt von  $E'_p$

Die Annahme über die Position des Scheitelpunkts erfolgte aus der Maßgabe, daß zwischen der Anfangslage und der 50 % igen Mobilisierung die geringsten Änderungen erfolgen sollten. Das weitere Absinken des Angriffspunkts nach Erreichen der Traglast ist sowohl

durch Versuche als auch durch DEM-Vergleichsberechnungen belegt.

Die Ermittlung der quadratischen Näherungsfunktion, die durch die Koordinatenpaare  $(m = 0,5; \bar{r}' = 0,66)$  und  $(m = 1,0; \bar{r}' = 0,7)$  definiert wird, stellt sich als die folgende Gleichung dar:

$$\bar{r}' = \frac{r'}{t} = v \cdot m^2 + w = \frac{4}{90}m^2 + \frac{59}{90} \quad (5.28)$$

Der Exponent  $n'$  ergibt sich wie in der Gleichung 3.18 zu:

$$n' = \frac{1 - 2 \cdot \bar{r}'}{\bar{r}' - 1} \quad (5.29)$$

Durch Einsetzen der Gleichung 5.28 in die Gleichung 5.29 erhält man:

$$\begin{aligned} n' &= \frac{1 - 2v \cdot m^2 - 2w}{v \cdot m^2 + w - 1} = \frac{-\frac{8}{90}m^2 - \frac{28}{90}}{\frac{4}{90}m^2 - \frac{31}{90}} \\ &= \frac{-8m^2 - 28}{4m^2 - 31} \end{aligned} \quad (5.30)$$

Aus den Gleichungen 5.25 und 5.30 ergibt sich die folgende Mobilisierungsfunktion:

$$\begin{aligned} e'_p &= \frac{E'_p}{t \cdot b} \cdot (n' + 1) \cdot \bar{z}^{n'} \\ &= \frac{E'_p \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{-4m^2 - 59}{4m^2 - 31} \cdot \bar{z}^{\left(\frac{-8m^2 - 28}{4m^2 - 31}\right)} \end{aligned} \quad (5.31)$$

Als Ergebnis der Herleitung werden exemplarisch die Ergebnisse einer Berechnung für einen 2 m in den Boden einbindenden Träger im Diagramm 5.8 dargestellt. Die Trägerbreite be-

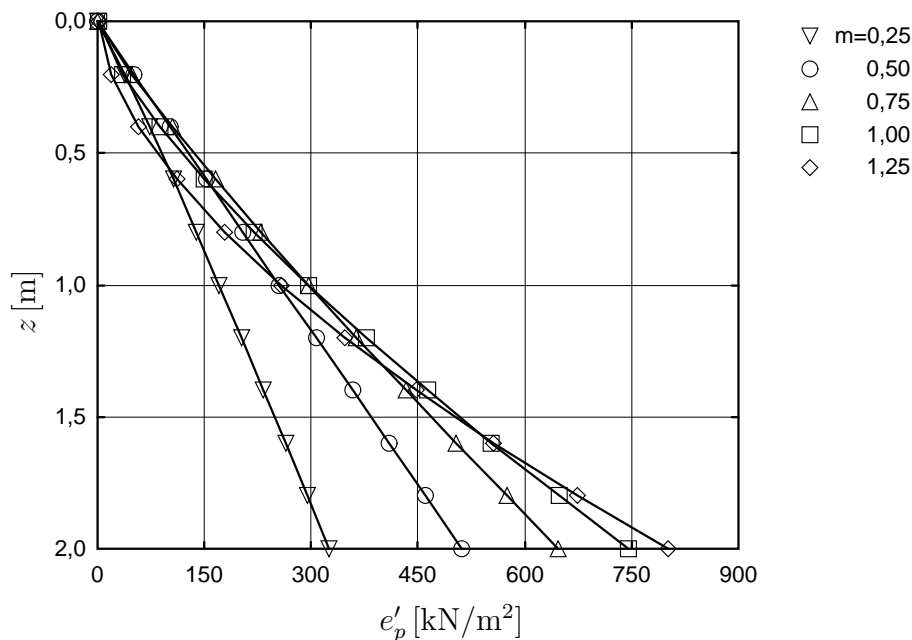


Diagramm 5.8: Erddruckfiguren bei verschiedenen Verschiebungen

trägt 0,4 m, die Bodenparameter werden mit  $I_D = 0,5$ ,  $\varphi = 38,8^\circ$  und  $\gamma = 16,3 \text{ kN/m}^3$  sowie  $\delta_p = -27,5^\circ$  zum Ansatz gebracht. Die Tragkraft  $E_{pgh}$  des Systems wird mit 255,5 kN angesetzt. Im Diagramm 5.8 ist die Spannungsverteilung bei verschiedenen Mobilisierungsgraden  $m$  dargestellt. Zu erkennen ist die immer stärker werdende Überlinearität mit zunehmender Mobilisierung. Der Rückgang der Spannungen im oberen Bereich des Trägers wird ebenfalls mit erfaßt.

Die Gleichung 5.31 gilt strenggenommen nur für die Bewegungsart der Parallelverschiebung. Eine Verallgemeinerung ergibt sich durch die Einführung der variablen Parameter der quadratischen Parabel zu Gleichung 5.32.

$$e'_p = \frac{E_p \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{-v \cdot m^2 - w}{v \cdot m^2 + w - 1} \cdot \bar{z}^{\left(\frac{1-2v \cdot m^2 - 2w}{v \cdot m^2 + w - 1}\right)} \quad (5.32)$$

Bei Kenntnis des bezogenen Angriffspunkts der Resultierenden im Ausgangszustand ( $\bar{r}_0$ ) und im Bruchzustand ( $\bar{r}_B$ ) kann in der Funktion  $\bar{r}' = v \cdot m^2 + w$  die Konstante  $w$  zu  $\bar{r}_0$  und die Konstante  $v$  zu  $\bar{r}_B - \bar{r}_0$  gesetzt werden. Es ergibt sich dann die Gleichung 5.33.

$$e'_p = \frac{E_p \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{(\bar{r}_0 - \bar{r}_B)m^2 - \bar{r}_0}{(\bar{r}_B - \bar{r}_0)m^2 + \bar{r}_0 - 1} \cdot \bar{z}^{\left(\frac{1-2(\bar{r}_B - \bar{r}_0)m^2 - 2\bar{r}_0}{(\bar{r}_B - \bar{r}_0)m^2 + \bar{r}_0 - 1}\right)} \quad (5.33)$$

Damit kann diese Mobilisierungsfunktion für alle Bewegungsarten und Erddruckverteilungen genutzt werden, deren Form sich ausreichend genau mit der Gleichung 5.20 beschreiben läßt. So ist es möglich, entsprechend der Definition des Angriffspunkts mit der vorliegenden Mobilisierungsfunktion auch unterlineare Verteilungen zu beschreiben.

## 5.9 Anwendung zur Berechnung der Einbindetiefe bei Trägerbohlwänden

Durch die quadratische Abhängigkeit der passiven Erddruckkraft von der Einbindetiefe  $E_{pgh} = f(t^2) \rightsquigarrow E_{pgh} \sim t^2$  läßt sich das hier vorgestellte Verfahren leicht zur Berechnung der Einbindetiefe für ebene, unendlich lange Trägerbohlwände verwenden. Dabei wird die Anwendung auf den Fall der *verankerten, im Boden frei aufgelagerten Wand* eingeschränkt, da nur bei diesem eine ähnliche Kinematik wie in den Modell- und Großversuchen sowie in den Berechnungen angenommen werden darf. Die Grundgleichung für die frei aufgelagerte Wand leitet sich aus dem Gleichgewicht der Summe der Momente am Verankerungspunkt ab und lautet:

$$E_{pgh} = \frac{1}{2} \gamma K_{rh} x^2 = \frac{1}{l + \frac{2}{3}x} \sum (P_n a_n) = \frac{1}{l + \frac{2}{3}x} \sum P_n \cdot a_\Sigma \quad (5.34)$$

Mit:

$P_n, a_n \dots$  Teilresultierende und deren jeweilige Abstände zur Ankerlage infolge des belastenden Erddrucks,

$a_\Sigma \dots \dots$  Angriffspunkt der Summe aller Teilresultierenden  $P_n$ ,

$K_{rh} \dots \dots$  resultierender Erddruckbeiwert infolge stützenden und belastenden Erddrucks unterhalb der Baugrubensohle (eine Sicherheit ist bereits in diesem Beiwert eingeschlossen),

$x \dots \dots$  statisch erforderliche Einbindetiefe, unterhalb des Belastungsnullpunkts, nach unten positiv definiert,

$l \dots \dots$  vertikaler Abstand zwischen Belastungsnullpunkt und Ankerlage.

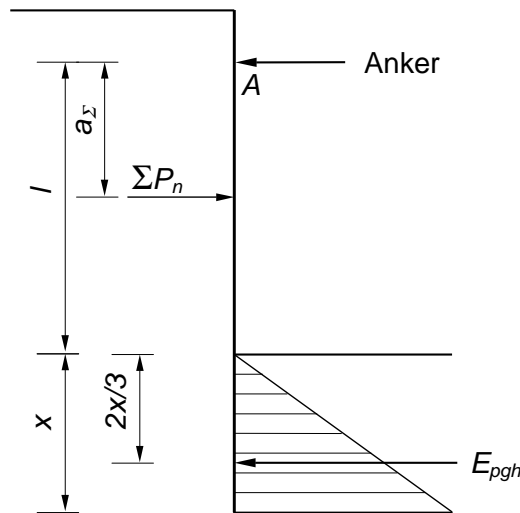


Bild 5.9: Statisches System für durchgehende Wände

Wenn für die Anpassung des BLUMSchen Verfahrens die Berechnungsform des räumlichen passiven Erddrucks nach der Gleichung 5.6 ersetzt wird, ergibt sich die Gleichung 5.35.

$$E_{pgh} = \frac{1}{2} \gamma x^2 (b \cdot K_{pgh, \delta_p = \delta_{p, max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh, \delta_p = 0}) \frac{1}{\eta} = \frac{1}{l + \bar{r}x} \sum (P_n a_n) \quad (5.35)$$

Mit:

$K_{pgh, eben} \dots$  Erddruckbeiwert nach PREGL im ebenen Fall mit  $\delta_p = \delta_{p, max}$ ,

$K_{pgh, raum} \dots$  Erddruckbeiwert PREGL im räumlichen Fall mit  $\delta_p = 0$ ,

$b_{raum} \dots \dots$  rechnerische Breite zur Ermittlung der räumlichen Bruchlast,

$\eta \dots \dots$  Sicherheitsbeiwert gegen das Erreichen des Bruchzustandes,

$\bar{r} \dots \dots$  bezogener Angriffspunkt der passiven Erddruckresultierenden.

Nach weiterer Ableitung, die im Abschnitt A.1 dargestellt ist, folgt unter Annahme des Angriffspunkts der passiven Erddruckkraft im Drittelpunkt der Einbindetiefe Gleichung 5.36 (siehe Gleichung A.9).

$$m = \frac{6\eta \sum P_n a_n}{\gamma (b K_{pgh,eben} + b_{raum} K_{pgh,raum}) l^3} \quad (5.36)$$

Anschließend kann analog des Verfahrens von BLUM nach der Gleichung 5.37 iterativ oder nach den in nahezu allen bautechnischen Nachschlagewerken abgedruckten Nomogrammen die Einbindetiefe  $t = \xi \cdot l$  bestimmt werden (siehe Gleichung A.10).

$$m = \xi^2(2\xi + 3) \quad (5.37)$$

## 5.10 Gruppenwirkung

Die sich infolge der räumlichen Bruchvorgänge einstellenden passiven Erddruckkräfte vor benachbarten Trägern beeinflussen sich gegenseitig, sobald sich die Bruchkörper überschneiden. Dabei treten zwei gegenläufige Effekte auf. Die Verkleinerung der einzelnen Bruchkörper und die fehlende Seitenreibung in den Überschneidungsflächen bewirken eine Verringerung der Bruchkraft der Träger. Im Gegenzug tritt jedoch eine gegenseitige Verspannung des Bodens vor den Trägern ein. Diese resultiert aus der erhöhten Horizontalspannung quer zur Belastungsrichtung infolge des passiven Erddrucks vor den Trägern im Zusammenhang mit der Querdehnung des Bodenmaterials. Damit tritt eine erhöhte Seitenreibung an den Bereichen der Bruchkörper auf, an denen der Boden zwischen den Trägern im Bruchzustand nicht mit verschoben wird. Zur Abschätzung der gegenseitigen Beeinflussung werden die in den Modell- und Großversuchen aufgenommenen Bruchmuschelgrößen verwendet.

In den Großversuchen von WEISSENBACH wurde die Größenordnung der Bruchkörperverbreiterung mit ca.  $1,3t$  bis  $2,2t$  festgestellt. Die Modellversuche lieferten Werte, die größtenteils zwischen  $0,9t$  und  $2,1t$  lagen.

Zur Quantifizierung der Erddruckkräfte wurden vorerst DEM-Simulationen mit einer Trägerbreite  $b = 0,3\text{ m}$ , einer Einbindetiefe  $t = 1,5\text{ m}$  und einer bezogenen Lagerungsdichte  $I_D = 0,3$  unter Variation des Trägerabstands  $a_t$  durchgeführt.

Dazu wurden in der Simulation die zur Bewegungsrichtung parallelen Ränder mit einem gegenseitigem Abstand von  $a_t$  modelliert. Da die Ränder gleichzeitig Symmetrieebenen bildeten, konnte die Gruppenwirkung horizontal verschobener Träger abgebildet werden.

Das Diagramm 5.10 zeigt die auf einen Meter Wandlänge bezogenen DEM-Bruchkräfte in Abhängigkeit des lichten Trägerabstands  $a_l = a_t - b$ . Ebenfalls im Diagramm enthalten

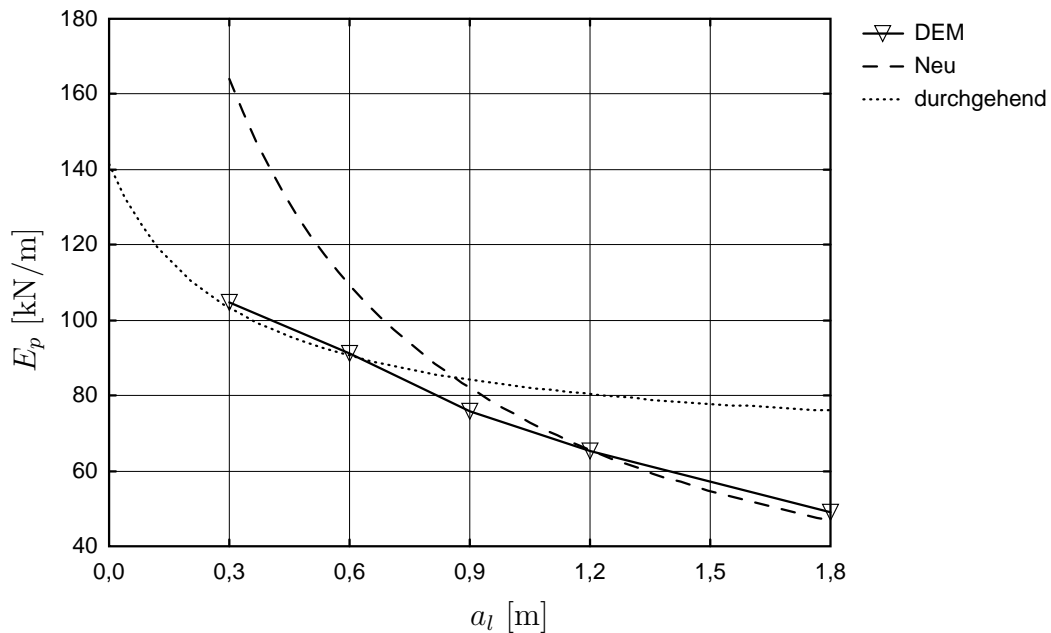


Diagramm 5.10: Bruchkräfte bei gegenseitiger Beeinflussung der Träger

sind die Berechnungsergebnisse des im Rahmen dieser Arbeit hergeleiteten Ansatzes ohne Berücksichtigung einer Bruchkörperüberschneidung sowie die Bruchkräfte für den ideellen, auf eine gedachte durchgehende Wand wirkenden passiven Erddruck nach dem Berechnungsvorschlag von WEISSENBACH [16].

Erkennbar ist, daß bei Trägerabständen  $a_l \leq 0,6 \text{ m} = 0,4 t$  der Ansatz des ideellen passiven Erddrucks die maßgebenden Ergebnisse liefert. Bei Abständen  $a_t \geq 1,2 \text{ m} = 0,8 t$  kann die Bruchlast mit dem hier hergeleiteten Verfahren hinreichend genau beschrieben werden. Deutlich wird aber ebenfalls, daß im Bereich  $0,4 t < a_l < 0,8 t$  geringere Bruchkräfte auftreten können und damit unsichere Ergebnisse erhalten werden können.

Weitere Vergleichsberechnungen mit der Diskreten Elemente Methode ergaben jedoch Beeinflussungen bis zu einem lichten Trägerabstand von ca.  $0,9 t$ , also deutlich geringer als die Verbreiterung des Bruchkörpers.

Im Diagramm 5.11 sind die durch Gruppenwirkung der Träger beeinflussten rechnerischen Breiten  $b_{raum,G}$  infolge räumlicher Bruchwirkung dargestellt. Dabei ergibt sich  $b_{raum,G}$  nach der umgestellten Gleichung 5.6:

$$b_{raum,G} = \frac{1}{K_{pgh,raum}} \left( \frac{2 E_{pgh,G}}{\gamma t^2} - b \cdot K_{pgh,eben} \right) . \quad (5.38)$$

Der geneigte Abschnitt der dick gezeichneten Linie kennzeichnet  $b_{raum,G}$  nach dem Ansatz von WEISSENBACH für den ideellen passiven Erddruck auf eine durchgehende Wand. Der horizontale Teil dieser Linie stellt die von Gruppenwirkung unbeeinflusste Breite  $b_{raum}$  nach

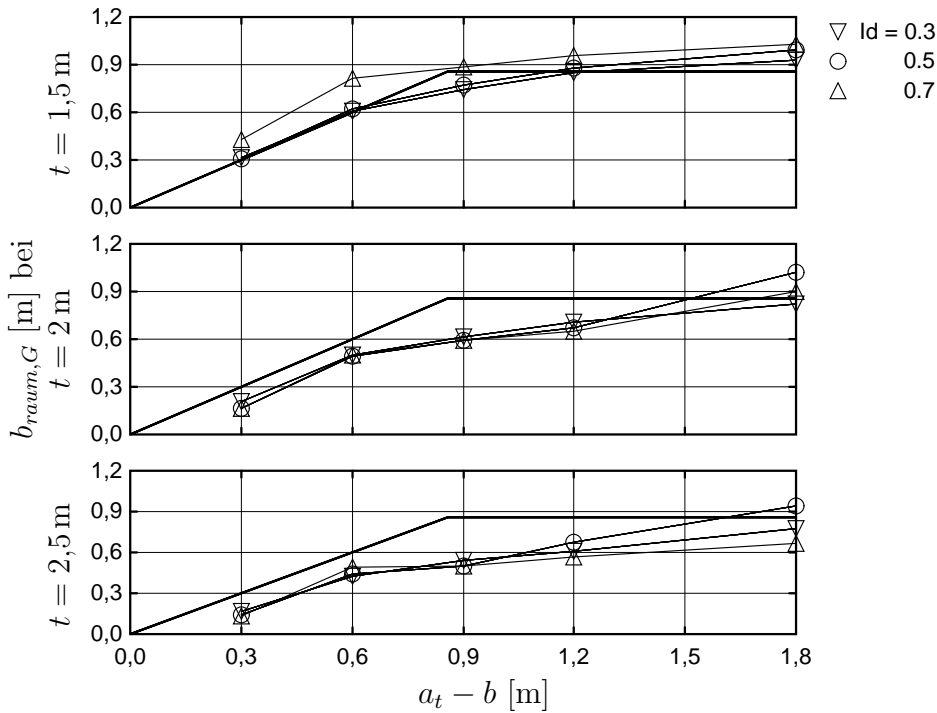


Diagramm 5.11: Rechnerische Breite bei gegenseitiger Beeinflussung der Träger

Abschnitt 5.2 dar. Das Diagramm zeigt eine sich mit zunehmender Einbindetiefe vergrößernde Abweichung zu den Berechnungsansätzen zur unsicheren Seite hin. Resultierend aus den Ergebnissen dieser Vergleichsberechnungen ist es nicht gerechtfertigt, bei einer Gruppenwirkung von Trägern den gesamten lichten Abstand  $a_t - b$  zwischen den Trägern beim ideellen Erddruck anzusetzen.

Eine bessere Beschreibung ist die Berechnung einer linearen Zunahme von  $b_{raum,G}$  in Abhängigkeit der lichten Weite:

$$b_{raum,G} = \begin{cases} b_{raum} \frac{a_t}{0,9t} & : a_t < 0,9t \\ b_{raum} & : a_t \geq 0,9t \end{cases} \quad (5.39)$$

### 5.11 Kräftegleichgewicht

Bei der Berechnung von horizontal belasteten Trägern sind nach der Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe insgesamt drei Nachweise für das Gleichgewicht der horizontalen und vertikalen Kräfte zu führen.

**Inneres Gleichgewicht der vertikalen Kräfte:** Zur Berechnung des stützenden Erddrucks vor Trägern wird i. allg. ein Erddruckbeiwert für den ebenen Anteil an der Bruchkraft

angesetzt, der eine Erddruckneigung  $\delta_p \neq 0$  voraussetzt. Bei dem hier dargestellten Berechnungsverfahren beträgt dieser Winkel  $\delta_p = \delta_{p,max}$ . Beim Nachweis des Kräftegleichgewichts muß überprüft werden, ob die nach oben gerichtete vertikale Komponente der passiven Erddruckkraft  $E_{pv}$  eine geringere Größe aufweist als die Summe der Kräfte infolge des Eigengewichts der Wand, des Vertikalanteils des belastenden Erddrucks und der Vertikalkomponente der Ankerkraft.

$$E_{pv} = E_{ph,eben} \cdot \tan \delta_{p,max} \quad (5.40)$$

$$E_{pv} \stackrel{!}{<} E_{av} + A_v + G \quad (5.41)$$

Mit:

$E_{av}$  ... Vertikalanteil des belastenden Erddrucks,

$A_v$  ... Vertikalkomponente der Ankerkraft,

$G$  ... Eigengewicht der Wand.

Falls das Gleichgewicht nicht eingehalten wird, muß der Erddruckneigungswinkel  $\delta_{p,max}$  bis zur Einhaltung der Ungleichung 5.41 abgemindert werden, wobei sich der Erddruckbeiwert  $K_{pgh,eben}$  und damit die Erddruckkraft  $E_{ph,eben}$  verringert.

**Äußeres Gleichgewicht der vertikalen Kräfte:** Insbesondere bei der Einleitung großer vertikaler Kräfte in die Träger reicht die nach oben gerichtete Vertikalkomponente des passiven Erddrucks zum Abtrag der Summe aller vertikalen Einwirkungen auf die Wand nicht aus. Diese muß deshalb über den Wandfuß in den Baugrund übertragen werden. Der Nachweis erfolgt analog der Tragfähigkeitsberechnung von Ramppfählen und ist in [66] dargestellt.

**Gleichgewicht der horizontalen Kräfte:** Der Nachweis des Gleichgewichts der horizontalen Kräfte muß nur bei horizontal belasteten Trägerreihen bzw. Trägerbohlwänden geführt werden. Der bei Berechnung der räumlichen Bruchkraft der Einzelträger vernachlässigte belastende Erddruck unterhalb der Baugrubensohle muß als Belastung auf den stützenden Erdkeil vor der Wand angesetzt werden. Maßgebend wird dieser Nachweis i. allg. nur bei schlechten Baugrundverhältnissen oder großen Auflasten auf das Erdreich hinter der Baugrubenwand. Der Nachweis erfolgt nach Gleichung 5.42 (siehe auch [66]).

$$\eta_{p,h} \leq \frac{E_{ph,durch}}{\frac{1}{a_t} U_h + \Delta E_{ah}} \quad (5.42)$$

Mit:

- $\eta_{p,h}$  . . . . . Sicherheitsbeiwert gegen den Aufbruch des stützenden Erdreichs  $\eta_{p,h} = 1,5$ ,  
 $E_{ph,durch}$  . . . nach der klassischen Erddrucktheorie berechneter passiver Erddruck auf eine durchgehende Wand,  
 $U_h$  . . . . . Stützkraft des Bodenauflegers,  
 $\Delta E_{ah}$  . . . . . der in den Berechnungen von  $E_{ph}$  vernachlässigte belastende Erddruck unterhalb der Baugrubensohle.

## 5.12 Zusammenfassung

Das hier vorgestellte Berechnungsverfahren beruht auf der äquivalenten analytischen Beschreibung von Berechnungsergebnissen, die mittels numerisch-iterativer Simulationen ermittelt worden sind.

Für die zuverlässige Herleitung dieser Zusammenhänge sind insgesamt über 100 Berechnungen für eine dreidimensionale Berechnungsmatrix unter Variation der Bodenkenngrößen, der Trägerbreite und der Einbindetiefe sowie die Ergebnisse von Modell- und Großversuchen verwendet worden. Als Ergebnis werden in dem hier vorgestellten Berechnungsansatz Formeln zur Ermittlung der Größe der Bruchkraft, zu deren Angriffspunkt und Neigung sowie zu der Verteilung der Spannungen zwischen Träger und Boden angegeben.

Das Mobilisierungsverhalten der Resultierenden und der Spannungen kann mittels dieses Verfahrens ebenfalls bestimmt werden.

# Kapitel 6

## Untersuchung des Einflusses der Biegesteifigkeit der Träger

Zur Untersuchung des Einflusses der Biegesteifigkeit der Träger bieten sich statische Ansätze auf der Grundlage von Bettungszahlverfahren an. Diese werden in der Praxis häufig zur Bestimmung der Erddruckkräfte und -spannungen verwendet, wenn Verformungen bei der Berechnung eine Rolle spielen. Ihr Einsatz erfolgt auch bei mehrfach verankerten Baugrubenwänden, für die kein geschlossener analytischer Berechnungsansatz existiert bzw. die Berechnung sehr aufwendig ist. Ein weiterer Vorteil dieser Berechnungsform ist die Berücksichtigung der Mobilisierung des Erddrucks, der Biegsamkeit der Wände sowie die Möglichkeit des Ansatzes linearer und nichtlinearer Nachgiebigkeiten der Verankerungen. Grundsätzlich ist davon auszugehen, daß bei entsprechendem Ansatz der Mobilisierung des stützenden und belastenden Erddrucks dieses Verfahren auch für die Berechnung räumlicher Last-Verformungs-Zustände geeignet ist.

Für die Vergleichsberechnungen wurde ein vom Autor zur Berechnung von Spundwänden erstelltes Programmsystem modifiziert und das im Kapitel 5 dargestellte Berechnungsverfahren implementiert.

### 6.1 Modifizierte Bettungszahlverfahren

In Berechnungsprogrammen für Bettungszahlverfahren verwendet man diskrete Lösungen. Der elastisch gebettete Stab wird durch eine Anzahl von Stababschnitten gebildet, die an den Endpunkten auf ideal elastischen Federn ruhen (siehe Bild 6.1). Die Berechnung dieser Tragwerke erfolgt über statische Methoden z. B. mit der Finiten Elemente Methode.

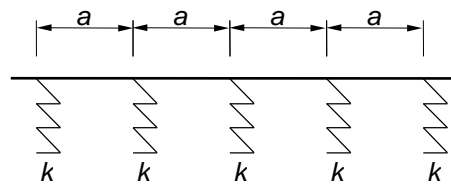


Bild 6.1: Diskretisierung des elastisch gebetteten Balkens

Die Nachteile dieser Verfahren liegen in der durch Federn simulierten Erddruck-Verformungs-Beziehung, die das Bodenverhalten ungenügend widerspiegelt, und den Schwierigkeiten bei der Festlegung des Bettungsmoduls, der großen Einfluß auf die Berechnungsergebnisse hat.

Diese Nachteile wirken sich besonders bei Erddruckaufgaben aus und werden dadurch noch verstärkt, daß Größe und Verteilung des belastenden Erddrucks vor der Berechnung gewählt werden müssen. Zusätzlich ist noch eine Annahme des Bettungsmoduls im Einbindbereich notwendig.

### 6.1.1 Programm Spundwand

Das vom Verfasser entwickelte Berechnungsverfahren erlaubt eine bessere Berücksichtigung der Bodeneigenschaften als herkömmliche Bettungszahlverfahren (siehe [47] und [22]). Es basiert auf einer numerisch-iterativen Anpassung des Spannungs-Verformungs-Zustandes auf Grundlage der vollständigen Deformationsmethode. Es können, getrennt für den stützenden und belastenden Erddruck, nichtlineare Mobilisierungsfunktionen definiert werden, um die Erddruck-Verformungs-Beziehung zu erfassen.

Das Verfahren wurde mit der Zielstellung entwickelt, eine möglichst wirklichkeitsnahe Berechnung des Erddruck-Verformungs-Zustandes zu ermöglichen und damit die Gebrauchstauglichkeit von Stützwänden nachzuweisen. Die Standsicherheit läßt sich insbesondere bei näherungsweise Parallelverschiebung über den Ausnutzungsgrad des passiven Erddrucks ermitteln.

### 6.1.2 Eliminationsmethode

Die Berechnungsmethode zeichnet sich durch den Vorteil aus, daß die Abhängigkeit des belastenden und stützenden Erddrucks von der Wandverschiebung über frei wählbare Funktionen unmittelbar in die Berechnung eingeht. Dabei wird sowohl der belastende als auch

der stützende Erddruck als Flächenlast angesetzt, wobei der Nachteil der punktförmigen Lagerungen umgangen wird.

Kennzeichnend für die Berechnungsmethode ist, daß zur Verbesserung des Iterationsverhaltens Federn über den gesamten Kontaktbereich von Wand und Boden angesetzt werden. Die Steifigkeit und Anzahl dieser Federn werden vom Programm unabhängig vom anstehenden Boden gewählt, haben keinen Einfluß auf das Rechenergebnis und bleiben während der Berechnung konstant. Die Stützwirkung dieser Federn wird während der Iteration durch gezielt aufgebrauchte Einzellasten eliminiert, so daß am Ende der Berechnung keine effektiven Stützkkräfte vorhanden sind.

Die Berechnungsmethode läßt eine uneingeschränkt große Anzahl von Stützungen der Wand zu, bei denen auch ein nichtlineares Kraft-Verformungs-Verhalten (wie z. B. bei Verpreßankern) simuliert werden kann. Dabei werden bei Ankern Druck- und bei Steifen Zugkräfte ausgeschlossen.

### 6.1.3 Ausgangszustand

Standardmäßig wird im Ausgangszustand mit einer unverformten Wand begonnen. Der Träger wird durch einen Stabzug biegesteif aneinander gekoppelter linear-elastischer Biegebalken gebildet.

Zur Vermeidung numerischer Probleme ergeben sich die Federkonstanten  $k$  der zusätzlichen Stützungen unabhängig vom anstehenden Boden als eine Funktion der Biegesteifigkeit des Trägers (Gleichung 6.1).

$$k = \frac{EI}{20\bar{l}^3} \quad (6.1)$$

Mit:

$E$  ... Elastizitätsmodul des Trägers,

$I$  ... das für die Belastungsrichtung maßgebende Trägheitsmoment des Trägers,

$\bar{l}$  ... Mittlere Stablänge des Stabzuges.

Es hat sich herausgestellt, daß eine Stützung der Wand über die gesamte Länge das beste Iterationsverhalten bewirkt. Um die meist größere Wandbewegung im Kopfbereich der Wand zu berücksichtigen, findet eine Abstufung der Federkonstanten statt, so daß in der oberen Hälfte der Wand nur  $\frac{1}{2}k$  und im obersten Viertel  $\frac{1}{4}k$  angesetzt wird.

### 6.1.4 Annahmen, Randbedingungen und Eingabeparameter

Als Vorgaben für einen Berechnungsgang müssen neben den geometrischen Randbedingungen auch statische Größen z. B. die Biegesteifigkeit der Träger sowie, falls vorhanden, die Dehnsteifigkeit der Steifen angegeben werden.

Als bodenmechanische Randbedingungen müssen die Mobilisierungsfunktionen mit den zugehörigen Parametern definiert werden. Bei Trägerbohlwänden wird die Mobilisierung des Erddrucks ober- und unterhalb der Baugrubensohle getrennt voneinander betrachtet.

#### Erddruckmobilisierung oberhalb der Baugrubensohle

In dem Bereich zwischen Geländeoberfläche und Baugrubensohle besteht ein nahezu ebener Spannungszustand. Für diesen sind die Mobilisierungsfunktionen nach einem Vorschlag von FRANKE (siehe [20] und [37]) definiert:

$$E'_{ah} = (E_{ah} - E_{0h}) \cdot \left( 1 - \left[ \frac{s_h}{s_{a,B}} - 1 \right]^2 \right)^{n_a} + E_{0h} \quad (6.2)$$

$$E'_{ph} = (E_{ph} - E_{0h}) \cdot \left( 1 - \left[ \frac{s_h}{s_{p,B}} - 1 \right]^2 \right)^{n_p} + E_{0h} \quad (6.3)$$

Mit:

$E_{ph}$  ... horizontale passive Erddruckkraft,

$E_{0h}$  ... horizontale Erdrudruckkraft,

$E_{ah}$  ... horizontale aktive Erddruckkraft,

$E'_{ph}$  ... mobilisierte horizontale stützende Erddruckkraft,

$E'_{ah}$  ... mobilisierte horizontale belastende Erddruckkraft,

$s_h$  ... Horizontalverschiebung,

$s_{p,B}$  ... Grenzverschiebung zur Mobilisierung der passiven Erddruckkraft,

$s_{a,B}$  ... Grenzverschiebung zur Mobilisierung der aktiven Erddruckkraft.

Es wird angenommen, daß die Abhängigkeit des Erddrucks infolge der Wandverschiebung  $e = f(s)$  in gleicher Form wie die Mobilisierung der Resultierenden  $E = f(s)$  geschrieben werden kann und die Größen der Exponenten nach einem Vorschlag von FRANKE [21]  $n_p = 0,7$  und  $n_a = 1,5$  betragen. Als Voraussetzung zur Anwendung dieser Funktionen im Berechnungsprogramm sind Annahmen zu den Erddruckverteilungen in den Grenzzuständen und im Ausgangszustand zu treffen. Ebenfalls sind die zugehörigen Grenzverschiebungen als Funktion über die Wandhöhe anzugeben.

### Erddruckmobilisierung unterhalb der Baugrubensohle

Im Bereich zwischen Wandfuß und Baugrubensohle herrscht ein räumlicher Spannungszustand. Vor den sich in einem Abstand  $a_t$  in den Baugrund eingebrachten Trägern findet infolge des oberhalb der Sohle aktivierten belastenden Erddrucks eine räumliche Spannungsausbreitung statt. Hinter dem Träger erfolgt bereits bei geringen Bewegungen eine Gewölbebildung, die eine teilweise Hohlraumbildung zur Folge hat und ein Absinken der Größe der Erddruckspannungen auf ein Niveau bewirkt, das im Vergleich zum stützenden Erddruck vor dem Träger unbedeutend und deshalb zu vernachlässigen ist. Da die Mobilisierungsfunktion für den passiven Erddruck im Ausgangszustand ebenfalls Null ergibt, beschreibt die Gleichung 6.5 bis zur Aktivierung des aktiven räumlichen Erddrucks bzw. bis zu dessen Absinken auf Null den effektiven Erddruck. Für die Anwendung spielt dieser Umstand jedoch keine Rolle. Für die Mobilisierung können dann die folgenden Funktionen angegeben werden.

Räumlicher aktiver Erddruck:

$$e'_{ah} = 0 \quad (\text{Abweichungen sind zu vernachlässigen.}) \quad (6.4)$$

Räumlicher passiver Erddruck (entspricht der Gleichung 5.33):

$$e'_{ph} = \frac{E_{ph} \cdot m}{t \cdot b} \cdot \frac{(\bar{r}_0 - \bar{r}_B)m^2 - \bar{r}_0}{(\bar{r}_B - \bar{r}_0)m^2 + \bar{r}_0 - 1} \cdot \bar{z}^{\left(\frac{1-2(\bar{r}_B - \bar{r}_0)m^2 - 2\bar{r}_0}{(\bar{r}_B - \bar{r}_0)m^2 + \bar{r}_0 - 1}\right)} \quad (6.5)$$

Bei den vorgegebenen Randbedingungen ist das Programm in der Lage, unter Zuhilfenahme der Mobilisierungsfunktionen (6.2 und 6.3) sowie (6.4 und 6.5) einen Erddruck-Verformungs-Zustand herzustellen.

#### 6.1.5 Ablauf der Berechnung

Die automatisch ablaufenden Iterationszyklen verbessern die Wandverformung dahingehend, daß die statischen Gleichgewichtsbedingungen exakt und die bodenmechanischen Zusammenhänge innerhalb einer frei wählbaren Genauigkeit erfüllt sind. Dies geschieht durch die zyklische Abfolge dreier Berechnungsschritte:

**1. Berechnung des Erddrucks:** Ausgehend von den dargestellten Mobilisierungsfunktionen wird für den aktuellen Verformungszustand der Erddruck beiderseits der Wand berechnet und quasi als Flächenlast auf den Stabzug angesetzt. Dabei werden die errechneten Spannungen unterhalb der Baugrubensohle entsprechend des Trägerabstands mit dem Faktor  $\frac{1}{a_t}$  abgemindert.

**2. Berechnung der Eliminationskräfte:** Die aus dem vorherigen Iterationsschritt bekannten Stützkräfte infolge der zusätzlich eingeführten Federauflager werden mit umgekehrten Vorzeichen in dem Belastungsvektor angesetzt. Wenn im Endzustand die Verschiebungsdifferenzen zum vorhergehenden Zustand ausreichend gering sind, entsprechen sich Stütz- und Eliminationskräfte hinreichend genau. Weiterhin werden über diesen Berechnungsansatz Zugkräfte von Steifen annulliert sowie ein nichtlineares Arbeitsverhalten von Verpreßankern simuliert.

**3. Statische Berechnung:** Der in den vorherigen Schritten erstellte Belastungsvektor wird mit der invertierten Matrix multipliziert und der Deformationsvektor ermittelt. Auf der Grundlage der ermittelten Verschiebungen beginnt die Berechnung bei Schritt 1 mit der erneuten Berechnung der Belastungen.

Intern wird das Konvergenzverhalten während der Berechnung überprüft und eventuell automatisch durch Korrekturen der Konstanten der Federauflager verbessert. Im letzten Schritt erfolgt die Berechnung der Schnittkräfte sowie eine Kontrolle der Plausibilität der Ergebnisse.

### 6.1.6 Endzustand

Im Endzustand der Berechnungen existieren an dem statischen System zwei voneinander unabhängige Gleichgewichtszustände.

Das für die Auswertung verwendete Gleichgewicht setzt sich aus den Flächenlasten infolge Erddruck, externen Belastungen und den Stützkräften zusammen. Aus diesen Belastungen werden die Schnittkraft- und Verformungsfunktionen ermittelt. Der zweite Gleichgewichtszustand resultiert aus Kräften infolge zusätzlicher Stützungen und den Eliminationskräften und ist ein Maß für die Genauigkeit der Iteration hinsichtlich der definierten Spannungs-Verformungs-Abhängigkeiten.

Die folgenden Berechnungen dienen der Beurteilung der Anwendbarkeit des modifizierten Bettungszahlverfahrens für räumliche Bruchvorgänge und der Abschätzung der Auswirkung der Steifigkeit des Trägers auf die Mobilisierung des Erddrucks.

## 6.2 Berechnungen

Für die Vergleichsberechnungen wurde ein 2,5 m langer, horizontal verschieblicher Träger verwendet. Zum Erreichen einer annähernden Parallelverschiebung wurde der Träger in Höhe der Geländeoberkante eingespannt (Bild 6.2). Als Bodenparameter kamen für einen mitteldicht gelagerten Boden  $I_D = 0,5$ ,  $\gamma = 16,3 \text{ kN/m}^3$  und  $\varphi = 38^\circ$  zum Ansatz. Die Druckwandbreite wurde mit 0,5 m festgelegt, d. h. die Profile in ein mit 0,5 m vorgebohrtes und ausbetoniertes Bohrloch gestellt, wobei die Steifigkeit des Betons unberücksichtigt blieb.

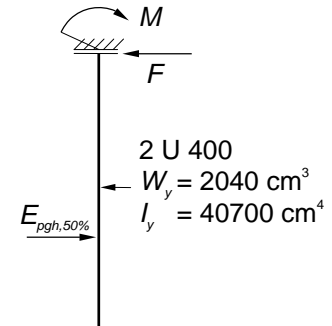


Bild 6.2: stat. System

Zur Untersuchung des Einflusses der Durchbiegung auf die Berechnungsergebnisse wurden als Träger jeweils 2U-Profile verwendet, da sie gegenüber I-Profilen bei gleichem Widerstandsmoment ein geringeres Trägheitsmoment aufweisen und sich damit bei gleicher Belastung größere Durchbiegungen einstellen.

Nach dem in Kapitel 5 dargestellten Berechnungsvorschlag ergibt sich eine Bruchkraft von  $E_{pgh,Bruch} = 430 \text{ kN}$ . Bei einem geschätzten Abstand der Erddruckresultierenden von der Geländeoberfläche mit  $r = 0,66 \text{ t}$  lässt sich für die in Höhe der Geländeoberfläche entsprechend des vorgeschlagenen Sicherheitsniveaus von  $\eta = 2$  anzusetzende Kraft  $F = E_{pgh,50\%} = 0,5 \cdot E_{pgh,Bruch} = 215 \text{ kN}$  das Bemessungsmoment nach der folgenden Gleichung angeben:

$$M = E_{pgh,50\%} \cdot 0,66 \text{ t} = 355 \text{ kNm} \quad . \quad (6.6)$$

Das Widerstandsmoment  $W_{erf}$ , welches bei einer zulässigen Stahlspannung  $\sigma_{zul} = 18 \text{ kN/cm}^2$  nach DIN 4124 erforderlich ist, ergibt sich zu  $1990 \text{ cm}^3$ . Als Profile werden demnach  $2 \times \text{U 400}$  ausgewählt, die zusammen ein Widerstandsmoment  $W_y = 2040 \text{ cm}^3$  und ein Trägheitsmoment von  $I_y = 40700 \text{ cm}^4$  aufweisen.

Im Bild 6.3 sind die Ergebnisse der Berechnungen mit dem modifizierten Bettungszahlverfahren dargestellt. Zwangsläufig ergibt sich eine Querkraft am Kopfpunkt, die im Gleichgewicht mit der eingetragenen Belastung  $E_{pgh,50\%}$  steht. Die Schätzung des Angriffspunkts der Resultierenden des stützenden Erddrucks war relativ genau, was sich in dem geringen Abstand des geschätzten Momentes  $M = 355 \text{ kNm}$  und des berechneten Momentes  $|M_{rechm}| = 349 \text{ kNm}$  erkennen lässt.

Die aufgetretenen Verschiebungen unterscheiden sich jedoch stärker von den theoretischen Lösungen. Die analytische Lösung der Mobilisierungsfunktion 5.11, die für einen unendlich starren Träger gilt, ergibt eine Verschiebung von  $v_{ana} = 34,6 \text{ mm}$ . Damit vergrößert

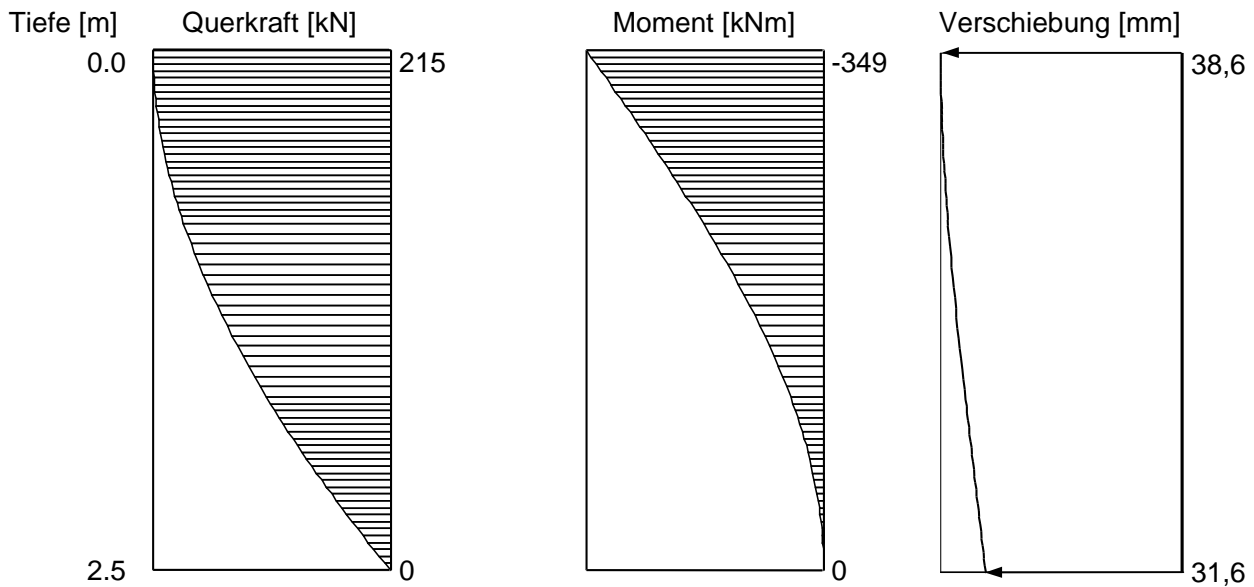


Bild 6.3: Schnittkraftlinien des parallelverschobenen Trägers

bert sich die Verschiebung des Kopfpunkts infolge der Durchbiegung des Trägers um 4 mm bzw. um 11,6 %. Der Fußpunkt weist eine um 3 mm bzw. 8,6 % geringere Verschiebung auf. Bei der Betrachtung der mobilisierten Erddruckkräfte würde sich bei der Verschiebung eines starren Trägers um  $v = 38,6$  mm eine Bruchkraft von 231 kN (7,4 % Abweichung) und bei  $v = 31,6$  mm eine Kraft von 202 kN (6 % Abweichung) ergeben.

### 6.3 Ergebnisse

Die in Tabelle 6.1 dargestellten Ergebnisse von analog zum Kapitel 6.2 durchgeführten Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Abmessungen und Bodenparametern zeigen, daß bei der Berücksichtigung der begrenzten Biegesteifigkeit der Träger Unterschiede bei der Bewegung von ca. 18 % und Abweichungen in den mobilisierten Kräften von ca. 15 % auftreten können. Im Hinblick auf die Genauigkeit der Kennwertermittlung und die Vereinfachungen des Berechnungsverfahrens, die in der Größenordnung i. allg. deutlich darüber liegen, ist die Berücksichtigung der Biegesteifigkeit bei der Berechnung des stützenden Erddrucks vor Trägerbohlwänden nicht erforderlich. Bei der Abschätzung der auftretenden Verformungen muß jedoch bei voll ausgelasteten Profilen mit einer Vergrößerung der auftretenden Verschiebungen gerechnet werden.

$t$ m	$b$ m	$Id$	$\varphi$ °	$\frac{1}{2}E_{pgh}$ kN	Profile	$v_{ana}$ mm	$v_{Kopf}$ mm	Abw. %	$v_{Fuss}$ mm	Abw. %	$F_{Kopf}$ kN	Abw. %
2,5	0,5	0,5	38	215	2×U 400	34,6	38,6	11,6	31,6	8,7	231	7,4
2,5	0,5	0,3	36	184	2×U 380	30,0	34,3	14,3	26,6	11,3	195	6
2,5	0,3	0,5	38	166	2×U 350	34,6	39,5	14,2	31,1	10,1	181	9
2,5	0,3	0,7	42	217	2×U 400	33,5	39,2	17,0	32,2	3,9	248	14,3
2,0	0,3	0,7	42	139	2×U 300	26,8	31,6	17,9	25,8	3,7	160	15,1
2,0	0,3	0,3	36	91	2×U 260	23,8	27,4	15,1	21,1	11,3	96,8	6,4

Tabelle 6.1: Berechnungsergebnisse mit dem modifizierten Bettungszahlverfahren



# Kapitel 7

## Vergleich der Ergebnisse aus Berechnungen und Versuchen

### 7.1 Vergleich der Versuchs- und Berechnungsergebnisse

Die Großversuche von WEISSENBACH sind die einzigen vergleichbaren Versuche von parallelverschobenen Trägern mit praxisrelevanten Abmessungen. Im Folgenden sind deshalb ausgewählte Versuchsergebnisse im Vergleich zu den Ergebnissen der unterschiedlichen Berechnungsverfahren aufgeführt. Die Tabelle 7.1 enthält die Darstellung einer Versuchsreihe mit annähernd gleichen Bodenparametern und konstanter Trägerbreite. Variiert wurden jeweils die Einbindetiefen. Da sowohl die DIN 4085 als auch die TGL 11464 keine Ansätze

<i>Nr</i>	<i>t</i> m	<i>b</i> m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	<i>I<sub>D</sub></i>	$\varphi$ °	$\delta_p$ °	<i>E<sub>Versuch</sub></i> kN	<i>E<sub>Neu</sub></i> kN	<i>E<sub>Weissenbach</sub></i> kN	<i>E<sub>TGL</sub></i> kN	<i>E<sub>DIN</sub></i> kN
501	2	0.3	16.2	0.46	38.3	-2.4	264.8	214.4	307.2	168.2	127.4
504	1	0.3	16.1	0.44	37.9	-7.7	59.1	52.4	52.6	38.4	27.0
506	0.5	0.3	16.1	0.42	37.6	-6.0	17.8	12.8	8.9	5.9	4.6
508	1.5	0.3	16.2	0.46	38.3	-7.4	128.0	120.6	149.6	102.7	75.0
521	2.5	0.3	16.2	0.46	38.3	-2.4	385.4	334.9	536.6	285.6	222.8

Tabelle 7.1: Ergebnisse der Großversuche und verschiedener Berechnungsansätze

zur Berechnung der Erddruckneigungswinkel bereitstellen, wurden die gemessenen Winkel in diesen Berechnungen angesetzt. Sowohl das neue Verfahren als auch das von WEISSENBACH geben Ansätze für die Berechnung von  $\delta_p$  an. Die Ergebnisse der Berechnungen sind im Diagramm 7.1 grafisch dargestellt. Es ist erkennbar, daß die Verfahren nach TGL und DIN die

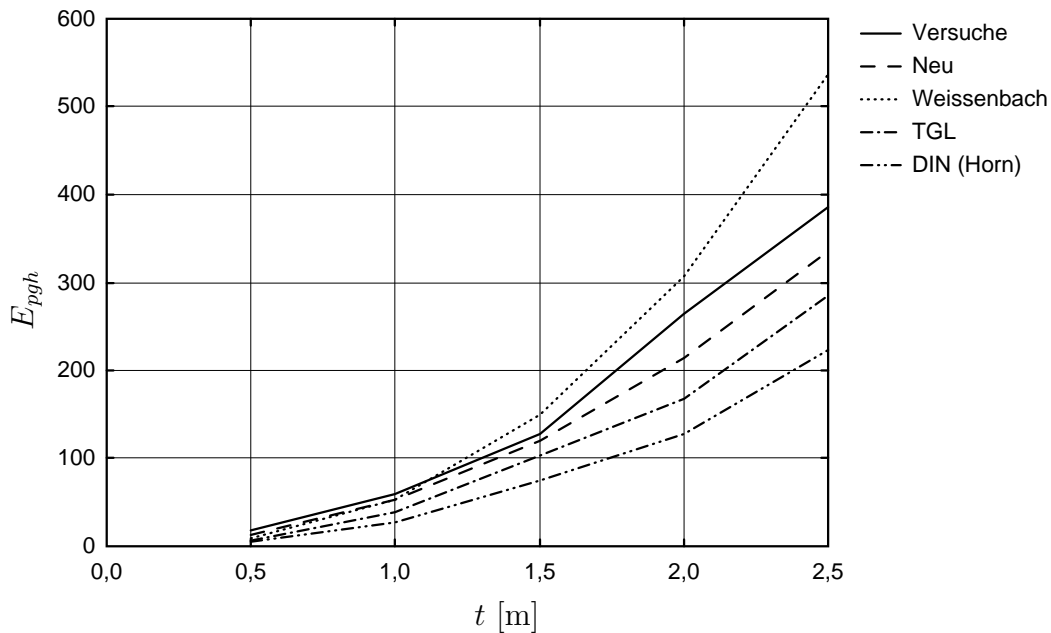


Diagramm 7.1: Ergebnisse der Berechnungsverfahren und der Großversuche

gemessenen Bruchkräfte erheblich unterschätzen, während die Berechnungen nach WEISSENBACH insbesondere bei größeren, in der Praxis häufiger vorkommenden Einbindetiefen deutlich zu unsichere Werte liefern. Das hier hergeleitete Verfahren liegt für alle dargestellten Versuche auf der sicheren Seite – nutzt jedoch nicht die volle gemessene Bruchkraft aus, sondern bleibt im Mittel ca. 15% unter den Meßwerten. Dies liegt daran, daß das Berechnungsverfahren aus den Meßwerten aller Großversuche und den Berechnungsergebnissen der Diskreten Elemente Methode hergeleitet wurde.

Im Diagramm 7.2 sind alle durchgeführten Großversuche von WEISSENBACH im Vergleich zu den Berechnungsergebnissen der Diskreten Elemente Methode, des neuen Berechnungsansatzes und des WEISSENBACH-Verfahrens dargestellt. Dabei bezeichnet die Abszisse die Bruchwerte aus den Versuchen, während die Ordinate die berechneten Traglasten  $E_{pgh,calc}$  darstellt. Die durchgezogene Linie kennzeichnet ein Verhältnis von 1:1, bei dem die Meß- und Rechengrößen übereinstimmen und die damit die Zielfunktion der Berechnungsansätze darstellt. Bei der Betrachtung der Abweichungen der Bruchkräfte  $E_{Weissenbach}$  und  $E_{Neu}$  von den Meßwerten ist festzustellen, daß nach dem Kriterium der Summe der absoluten Fehler sowie der Fehlerquadrate die Versuchsergebnisse mit dem im Kapitel 5 dargestellten Verfahren besser beschrieben werden können. Weiterhin bleibt dieses Verfahren bei der überwiegenden Anzahl der Ergebnisse auf der sicheren Seite.

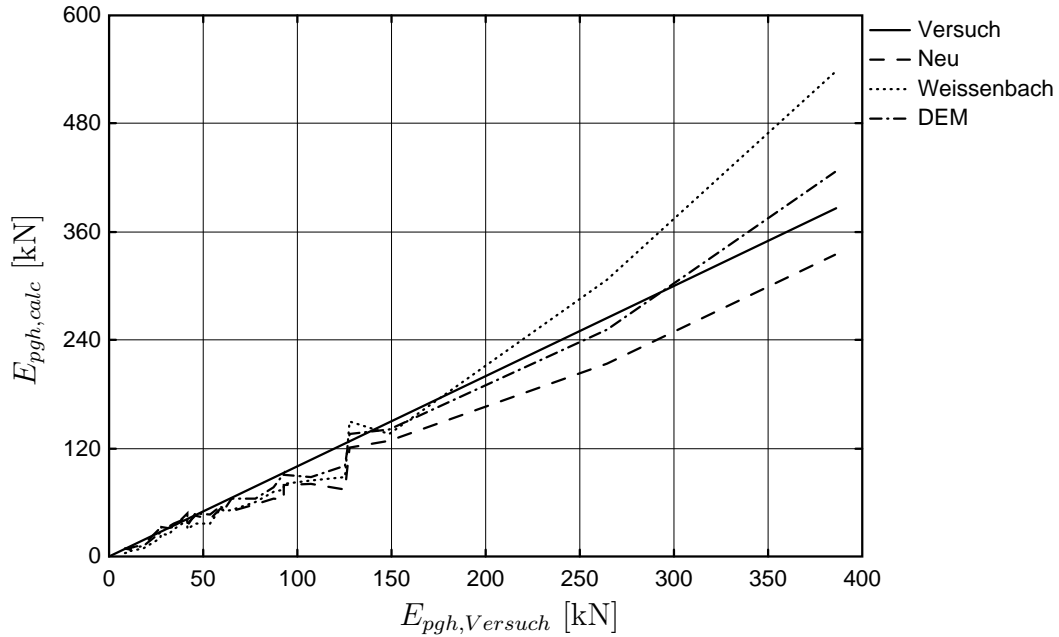


Diagramm 7.2: Ergebnisse der Großversuche, Simulationen und Berechnungen

## 7.2 Berechnungsergebnisse der DEM

In den Vergleichen der Berechnungsergebnisse der Diskreten Elemente Methode mit den Berechnungsverfahren nach DIN und TGL mußten Annahmen zum Neigungswinkel der passiven Erddruckkraft getroffen werden, da sowohl in der DIN als auch in der TGL keine Aussagen zum Ansatz des Winkels  $\delta_p$  bei räumlichen Bruchproblemen angegeben sind.

Bei Berechnungen nach der DIN liegen alle Bruchkräfte  $E_{pgh,DIN}$  deutlich über den DEM-Werten, wenn  $\delta_p$  mit  $-\frac{2}{3}\varphi$  zum Ansatz gebracht wird. Auch bei  $\delta_p = -\frac{1}{2}\varphi$  gilt für die meisten Werte  $E_{pgh,DIN} > E_{pgh,DEM}$ . Wird  $\delta_p$  zu  $-\frac{1}{3}\varphi$  gesetzt, liegt der Großteil der passiven Erddruckkräfte unterhalb der DEM-Berechnungen. Der sinnvolle Bereich für  $\delta_p$  ist somit auf den Bereich zwischen  $-\frac{1}{3}\varphi$  und  $-\frac{1}{2}\varphi$  beschränkt. In den Berechnungen nach der TGL liegen selbst bei einem Wandreibungswinkel von  $\delta_p = -\frac{1}{3}\varphi$  die meisten Ergebnisse oberhalb der DEM-Berechnungen. Jedoch bleiben die Ergebnisse bei geringen Einbindetiefen ( $t \leq 1,5$  m) und lockeren bis mitteldichten Lagerungen ( $I_D \leq 0,5$ ) unter den Werten der DEM.

Für die folgenden Vergleiche wird deshalb bei den Verfahren nach DIN und TGL die in Kapitel 5.4 dargestellte Näherungslösung für  $\delta_{p(Neu)}$  (Gleichung 5.8) zum Ansatz gebracht. Die Darstellung von  $\delta_p$  in Abhängigkeit von dem Winkel der inneren Reibung und der Trägerbreite ist im Diagramm 7.3 abgebildet. Die grau hinterlegte Fläche markiert dabei den Bereich  $-\frac{1}{2}\varphi \leq \delta_p \leq -\frac{1}{3}\varphi$ . Dieser Ansatz verbessert die Ergebnisse der Verfahren nach TGL und DIN signifikant.

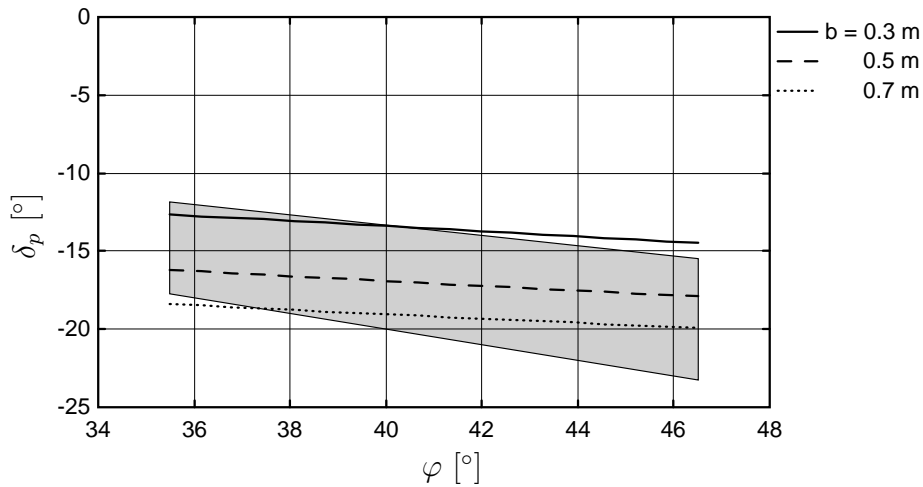
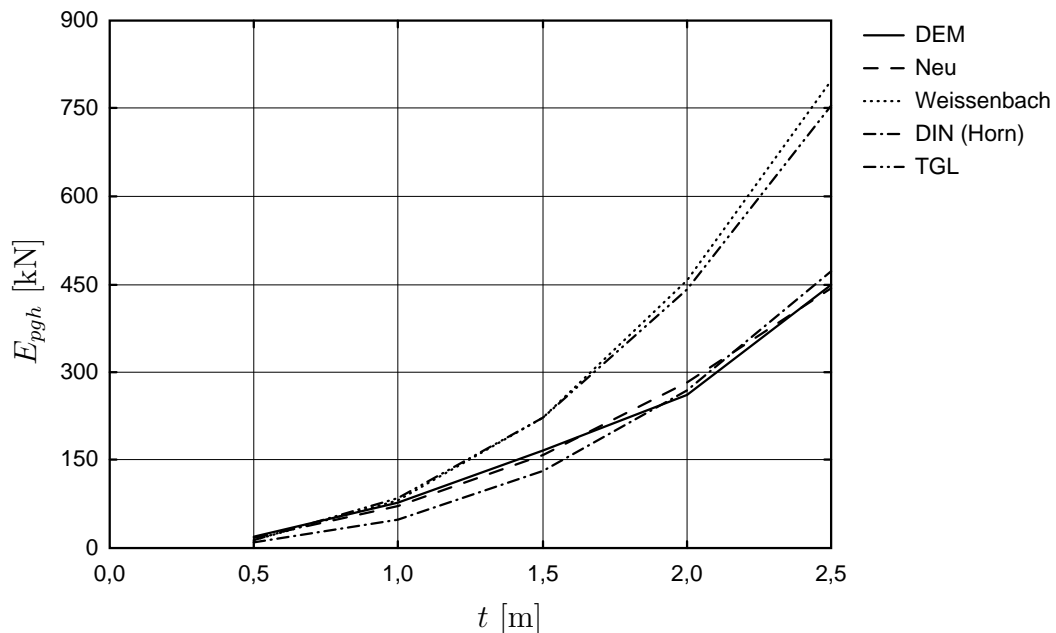


Diagramm 7.3: Anzusetzende Erddruckneigungswinkel des neuen Verfahrens

### 7.2.1 Variation der Einbindetiefe

Der Vergleich der Berechnungsverfahren mit der DEM zeigt, daß mit zunehmender Einbindetiefe sowie mit zunehmender bezogener Lagerungsdichte die Bruchkräfte nach WEISSENBACH deutlich über den Ergebnissen des neuen Verfahrens liegen. Dabei ist festzustellen,

Diagramm 7.4: Vergleich von Berechnungsverfahren mit der DEM bei  $I_D = 0,7$ 

daß für Einbindetiefen  $t \geq 2$  m nur zwei Versuchsergebnisse bei mitteldichter Lagerung vorliegen, bei denen das Verfahren von WEISSENBACH bereits viel zu große Werte liefert. Zu höheren Lagerungsdichten liegen nur noch DEM-Berechnungen vor, welche im Vergleich zu

den Berechnungsergebnissen nach WEISSENBACH ebenfalls deutlich geringere Bruchwerte aufweisen.

Im Diagramm 7.4 ist exemplarisch eine simulierte Versuchsreihe mit dichter Lagerung ( $I_D = 0,7$ ,  $\varphi = 42,3^\circ$ ,  $\gamma = 17,1 \text{ kN/m}^3$ ) und einer Trägerbreite von  $b = 0,3 \text{ m}$  dargestellt. Es ist festzustellen, daß mit dem WEISSENBACH-Verfahren die DEM-Bruchkräfte um 79 % überschätzt werden und damit unsicherere Berechnungsergebnisse ermittelt werden. Diese Aussage relativiert sich etwas, wenn statt des unter Laborbedingungen ermittelten Reibungswinkels von  $42,3^\circ$  der in der Praxis für dicht gelagerten Sand häufig verwendete Winkel von  $35^\circ$  eingesetzt wird. Unter diesen Voraussetzungen verringert sich die Abweichung auf 3,3 %. Dies darf aber nicht die Motivation für eine weitere unkritische Anwendung des WEISSENBACH-Verfahrens sein, da bei genauerer Ermittlung und Ansatz der Bodenparameter die Berechnungsergebnisse auf der unsicheren Seite liegen. Vielmehr sollte die Entwicklung zu genaueren Untersuchungen des Baugrundes führen, um im Zusammenhang mit zutreffenderen Berechnungsverfahren die Grundlage für standsichere und wirtschaftlichere Bauwerke zu bilden.

Die nach  $\text{TGL}_{(\delta=\delta_{p(\text{Neu})})}$  ermittelten Werte liegen ebenfalls weit über den DEM-Ergebnissen, während das neue Verfahren und das Verfahren nach DIN mit  $\delta_{p(\text{Neu})}$  die Ergebnisse recht gut beschreiben.

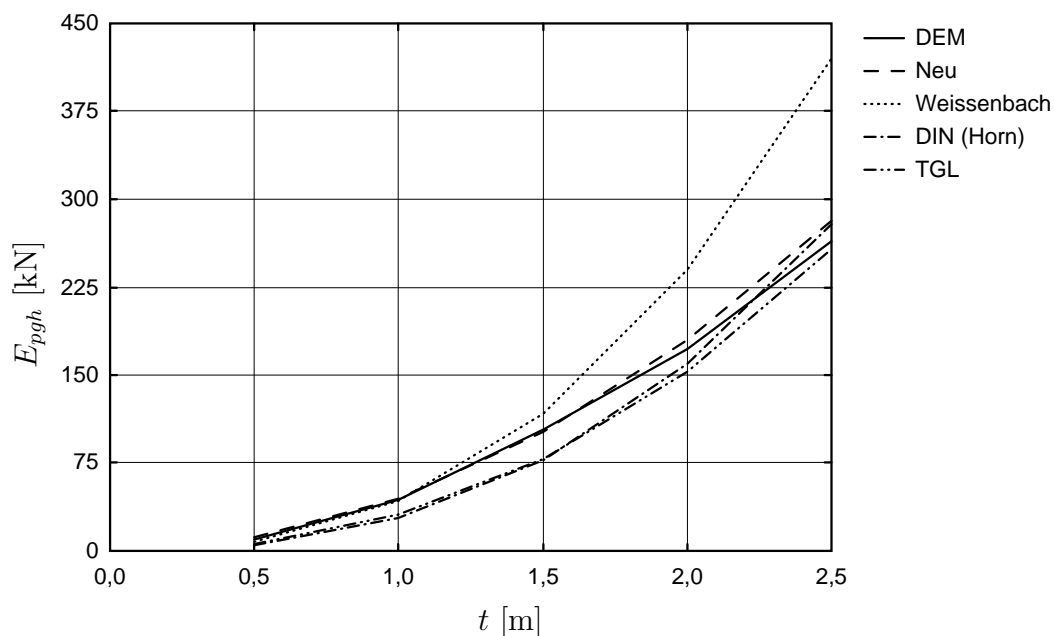


Diagramm 7.5: Vergleich von Berechnungsverfahren mit der DEM bei  $I_D = 0,3$

Das Diagramm 7.5 zeigt einen Vergleich der Verfahren bei lockerer Lagerung ( $I_D = 0,3$ ,  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\gamma = 15,6 \text{ kN/m}^3$ ) und  $b = 0,3 \text{ m}$ . Dabei ergibt sich bei 2,5 m Einbindetiefe

eine Resultierende  $E_{pgh,Weissenbach}$ , die die Bruchkraft aus der DEM-Berechnung mit ca. 50 % überschätzt. Die Verwendung der in der Praxis häufig angesetzten  $\varphi = 30^\circ$  ergibt wieder eine sehr geringe Abweichung von 3 %.

Auffällig ist die gute Übereinstimmung für Einbindetiefen kleiner 1,5 m. Dies deutet darauf hin, daß deren Wirkung für den räumlichen stützenden Erddruck mit  $E_{pgh} \sim t^3$  überschätzt wurde. Die DIN und die TGL liefern z. T. wesentlich geringere Werte als die DEM.

### 7.2.2 Variation der Trägerbreite

Für den Vergleich der Bruchkräfte unter Variation der Trägerbreite wurden die Ergebnisse mit einer Einbindetiefe von 2 m und einer bezogenen Lagerungsdichte von  $I_D = 0,5$  ausgewählt, was einer mitteldichten Lagerung entspricht. Im Diagramm 7.6 ist erkennbar, daß das

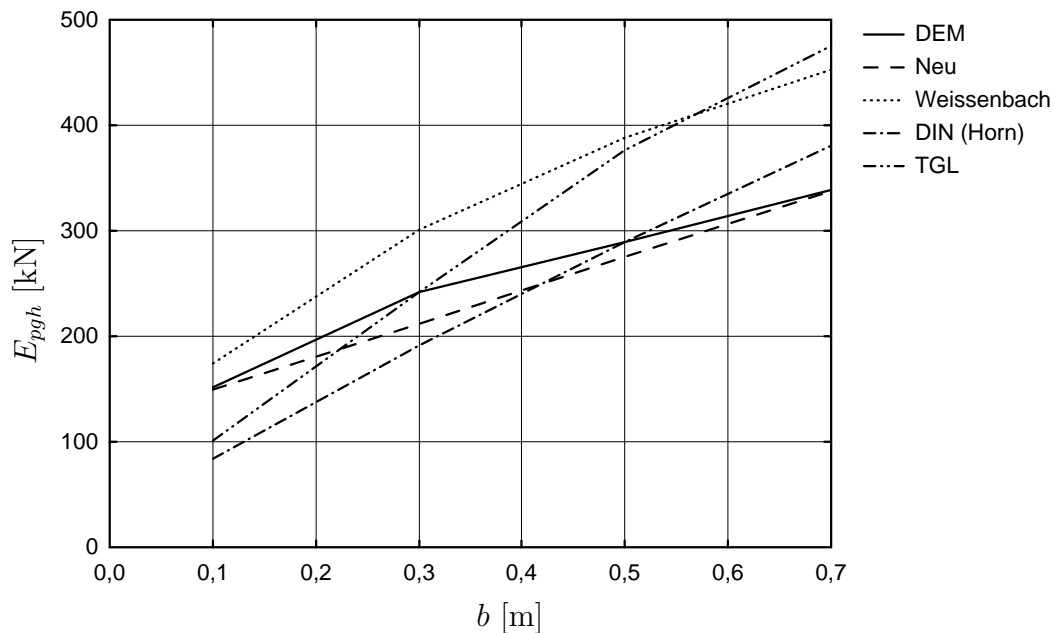


Diagramm 7.6: Bruchkräfte unter Variation der Trägerbreite

neue Verfahren unterhalb von  $b = 0,6$  m einen deutlich geringeren Anstieg der Traglasten als die anderen Verfahren aufweist. Der Grund dafür ist, daß bei diesem Verfahren nicht in Fälle  $b \leq 0,3t$  und  $b > 0,3t$  unterschieden wird. Das Verfahren definiert eine lineare Abhängigkeit zwischen  $E_{pgh}$  und  $b$ , während bei den anderen Verfahren im Bereich  $b \leq 0,6$  m  $\hat{=} 0,3t$  ein Zusammenhang  $E_{pgh} \sim \sqrt{b}$  besteht. Nur bei dem im Rahmen dieser Arbeit hergeleiteten Ansatz konvergieren für Breiten  $b \rightarrow 0$  die Erddruckkräfte  $E_{pgh}$  nicht gegen Null. Dieser Ansatz entspricht für Breiten  $b \rightarrow 0$  den Ergebnissen der Modell- und Großversuche sowie den

Simulationsergebnissen. Seine Anwendung führt nicht zu einem erhöhten Sicherheitsrisiko, da sich bei praxisrelevanten Abmessungen von  $b \geq 5$  cm zutreffende Ergebnisse ergeben.

Während nach  $TGL_{(\delta=\delta_{p(Neu)})}$  und WEISSENBACH die Bruchwerte bei Breiten  $b \geq 0,5$  m deutlich überschätzt werden, liegen die Ergebnisse nach  $DIN_{(\delta=\delta_{p(Neu)})}$  und nach dem neuen Verfahren relativ dicht bei den DEM-Werten.

### 7.2.3 Variation der bezogenen Lagerungsdichte

Der Einfluß der bezogenen Lagerungsdichte wird am Beispiel einer Einbindetiefe von  $t = 2$  m und einer Trägerbreite von  $b = 0,5$  m demonstriert. Diagramm 7.7 zeigt eine Darstellung

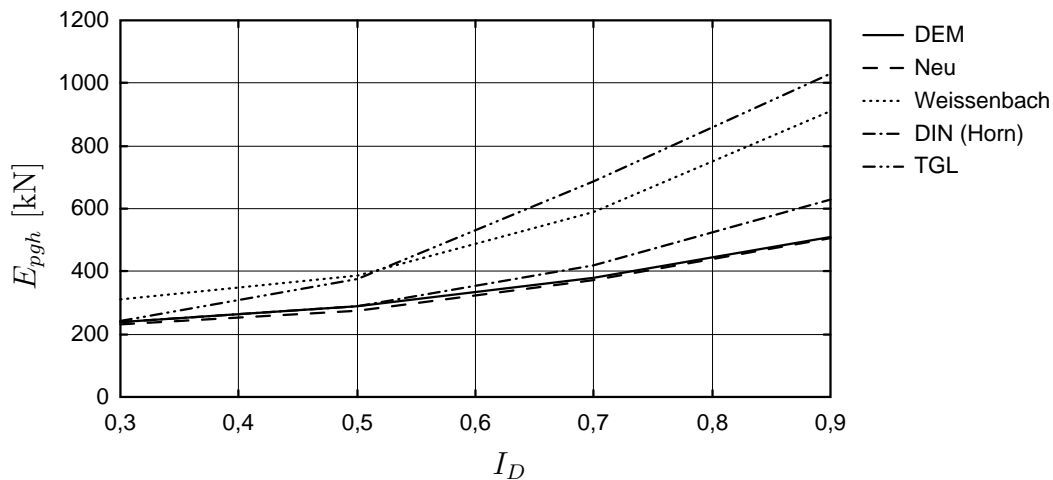


Diagramm 7.7: Vergleich der Verfahren unter Variation von  $I_D$  bei  $t = 2$  m

der Bruchkräfte bei verschiedenen bezogenen Lagerungsdichten im Bereich von 0,3 bis 0,9.

Die Verfahren nach TGL und WEISSENBACH ergeben mit zunehmenden bezogenen Lagerungsdichten große Abweichungen. Das modifizierte Verfahren nach der DIN und das neue Verfahren treffen die Ergebnisse mit hinreichender Genauigkeit.

Ein etwas anderes Bild ergibt sich bei der Darstellung mit einer Einbindetiefe  $t = 1$  m und einer Trägerbreite  $b = 0,3$  m (Diagramm 7.8). Die Ergebnisse von WEISSENBACH und dem Ansatz nach Kapitel 5 liegen etwa mit gleichem Abstand von den DEM-Berechnungen entfernt. Dabei liegt  $E_{pgh,Weissenbach}$  auf der unsicheren Seite und  $E_{pgh,Neu}$  auf der sicheren Seite. Die bessere Übereinstimmung von WEISSENBACH ist u. a. damit zu erklären, daß die meisten der 1961 durchgeführten Großversuche mit dieser Einbindetiefe stattgefunden haben.

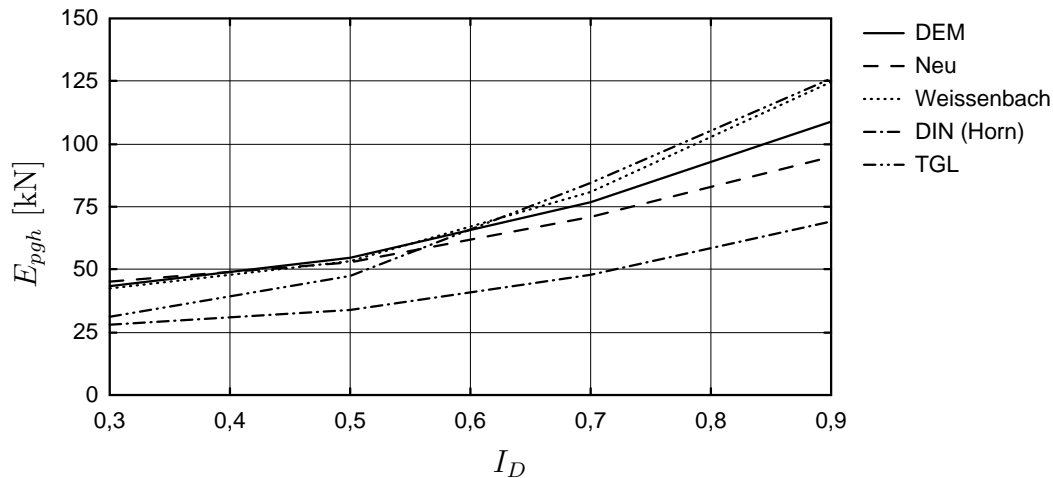


Diagramm 7.8: Vergleich der Verfahren unter Variation von  $I_D$  bei  $t = 1$  m

### 7.2.4 Zusammenfassung

Der Vergleich der Versuchsergebnisse, der numerischen Simulationen und der Berechnungsverfahren macht deutlich, daß der hier vorgestellte Ansatz die Ergebnisse aus Versuchen und Simulation besser als andere Verfahren erfaßt. Die errechneten Traglasten bleiben dabei im überwiegenden Teil auf der sicheren Seite. Damit stellt das hier hergeleitete Berechnungsverfahren eine für die Praxis anwendbare, einfache und kompakte Möglichkeit dar, zuverlässig die Bruchkräfte von Trägern in kohäsionslosen Böden zu bestimmen.

Die Verfahren nach DIN und TGL lassen Angaben über den anzusetzenden Neigungswinkel der Erddruckkraft vermissen. Da im Gegensatz zu dem neuen Verfahren sowohl in der DIN als auch in der TGL der passive Erddruckbeiwert für die gesamte rechnerische Breite verwendet wird, ist diese Größe neben dem Winkel der inneren Reibung von entscheidender Bedeutung für die Berechnung der Erddruckresultierenden.

Die pauschale Festlegung des Wandreibungswinkels mit z. B.  $\delta_p = -\frac{\varphi}{2}$  ist eine Ursache für die großen Abweichungen zwischen Messung und Berechnung in den bekannten Verfahren.

Durch die Berücksichtigung der Einflüsse der Trägerbreite  $b$ , des Reibungswinkels  $\varphi$  und des maximalen Neigungswinkels  $\delta_{p,max}$  wird eine wesentlich bessere Annäherung an die Wirklichkeit erreicht. Ein weiterer Vorteil des hier hergeleiteten Verfahrens ergibt sich aus der Möglichkeit der direkten Einarbeitung in das Verfahren von BLUM, um damit die Vermeidung der doppelten Iterationen zu erreichen, die in anderen Verfahren notwendig sind.

# Kapitel 8

## Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Ermittlung des räumlichen passiven Erddrucks vor Trägern. Im Zusammenhang mit einer immer dichteren innerstädtischen Bebauung, verbunden mit der Annäherung der Baugruben an bestehende Bauwerke, werden wesentlich größere Anforderungen an die Bemessung von Baugrubenwänden gestellt. Dies betrifft vor allem die Begrenzung der Verschiebungen der Stützwände. Gleiches gilt bei Gründungen in komplizierten Baugrundverhältnissen. Die wirklichkeitsnahe Ermittlung des Erddrucks und der Spannungs-Verformungs-Zustände ist dabei von entscheidender Bedeutung.

Die gegenwärtig verwendeten Berechnungsvorschriften stammen aus den siebziger Jahren und waren damit Anlaß, unter Beachtung neuerer Erkenntnisse und der in diesem Zeitraum stürmisch entwickelten Rechentechnik die Problemstellung neu zu beleuchten und die Berechnungsansätze zu verbessern.

Im Ergebnis des Vergleiches verschiedener Berechnungsverfahren für den ebenen und räumlichen aktiven und passiven Erddruck sowie unter Berücksichtigung von Versuchsergebnissen anderer Autoren wurden im Rahmen dieser Arbeit Modellversuche geplant, durchgeführt und ausgewertet. Die dafür entwickelte Versuchs- und Meßtechnik ermöglichte erstmals die Erfassung der Spannungsverteilung entlang des Trägers.

Die Auswertung der Meßwerte bildete die Grundlage für die Abschätzung der Einflüsse der geometrischen und stofflichen Randbedingungen auf die Größe, den Angriffspunkt und den Neigungswinkel der Bruchkräfte sowie auf die auftretenden Deformationen. Sie liefern gleichzeitig eine Möglichkeit für die kritische Bewertung vorhandener Berechnungsverfahren und gegebenenfalls für deren Verbesserung.

Zur numerischen Simulation von Belastungsversuchen wird das Verfahren der „Diskreten Elemente Methode“ erweitert und verbessert. Dieses Verfahren erlaubt die mechanischen

Vorgänge von Versuchen nachzubilden. Es läßt sich an hinreichend dokumentierten Versuchen quasi kalibrieren und kann die in den Versuchen nicht erfaßten Zustände simulieren und damit die Versuche ergänzen.

Ein weiteres Kapitel widmet sich dann der Herleitung und Darstellung eines Berechnungsansatzes für vertikale Träger in kohäsionslosem Boden. Es werden Ansätze zur Größe der Bruchkraft, zum Angriffspunkt und zur Neigung der Erddruckkraft sowie zu Verschiebungsgrößen, Spannungsverteilungen und Mobilisierungsverhalten der Kräfte und Spannungen bereitstellt.

Für Berechnungen im Gebrauchszustand unter der Berücksichtigung beliebig vieler Baugrubenaussteifungen läßt sich das modifizierte Bettungszahlverfahren besser als statische Ansätze verwenden. Die Berechnungsmethode ermöglicht die Berücksichtigung linearer und nichtlinearer Nachgiebigkeiten in den Stützstellen.

Die dokumentierten Vergleiche der Versuchsergebnisse mit dem neuen sowie den bereits bekannten und in der Praxis verwendeten Verfahren zeigen die Anwendbarkeit und Zuverlässigkeit des hier vorgestellten Berechnungsverfahrens.

Zur weiteren Verbesserung des Kenntnisstandes und als Grundlage für die Überprüfung der Berechnungsansätze sollten zukünftig auch Messungen an bindigen Böden erfolgen. Dies betrifft vor allem reale Bauwerke, bei denen die Normal- und Tangentialspannungen durch eine spezielle Meßtechnik erfaßt werden können.

Die Diskrete Elemente Methode erlaubt die Simulation von kohäsiven Böden sowie von Bewegungen des Trägers, die von der Parallelverschiebung abweichen. Entsprechende Untersuchungen werden zur Zeit am Institut durchgeführt.

Der hier eingeschlagene Weg der numerischen Simulation der Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk wird in Zukunft viele Möglichkeiten zur Optimierung experimenteller Arbeiten eröffnen. Dazu sind neben leistungsfähiger Rechentechnik weitere Verbesserungen der Berechnungsalgorithmen notwendig, so daß in Zukunft komplexere Simulationen durchführbar werden.

# Literaturverzeichnis

- [1] AL-DIBAN, I.: Das Tragverhalten horizontal belasteter, in nichtbindigem Boden eingespannter Träger in ebenem und geböschtem Gelände. TU Dresden, Institut für Geotechnik, Dissertation, 1999. [2.5.7](#), [2.5.7](#)
- [2] ARGYRIS, J. und MLEJNEK, H.-P.: Die Methode der Finiten Elemente. Braunschweig: Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1986.
- [3] BAŞAR, Y. und KRÄTZIG, W.: Mechanik der Flächentragwerke. Braunschweig: Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1986. [2.7.1](#)
- [4] BATHE, K.-J.: Finite-Elemente-Methoden. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 1990.
- [5] BESLER, D.: "Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden". Heft 22 der Schriftenreihe des Fachbereiches Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, 1998. [2.6.2](#)
- [6] BEYER, K.: Die Statik im Stahlbetonbau. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg, Göttingen: Springer-Verlag, 1956.
- [7] BLUM, H.: Wirtschaftliche Dalbenform und deren Berechnung. In: Die Bautechnik 10 (1932), S. 50–55. [2.1.2](#), [2.5.1](#)
- [8] BRAUNS, J.: Über den Einfluß des Einzelkornbruchs auf die Belastbarkeit von Haufwerken, besonders von regelmäßigen Kugelpackungen, im Dreiaxialversuch. Heft 33 des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1968. [4](#)
- [9] BRINCH-HANSEN, J. und LUNDGREN, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer-Verlag, 1960. [2.5.2](#)
- [10] BRINGREVE, R.: Geomaterial Models and numerical Analysis of Softening. TU Delft, Dissertation, 1994. [2.7.2](#)

- [11] BRINGREVE, R. und VERMEER, P.: PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema, 1999. 2.7.2
- [12] BRONSTEIN, I. und SEMENDJAJEW, K.: Taschenbuch der Mathematik. 24. Aufl. Leipzig: Teubner Verlagsgesellschaft, 1979.
- [13] CAQUOT, A. und KERISEL, J.: Traité de Mécanique des Sols. Paris: Gauthier-Villars, 1956. 2.3.5
- [14] COLLING, G.: Beitrag zur Berechnung freistehender, im Boden eingespannter Dalben. In: Bautechnik (1962), Nr. 12, S. 397–403. 2.5.3
- [15] CUNDALL, P., KONIETZKY, H. und POTYONDY, D.: PFC – ein neues Werkzeug für numerische Modellierungen. In: Bautechnik 8 (1996), S. 492–502. 4.1, 4.2
- [16] DGGT (Hrsg.): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben": EAB. 3. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 1994. 3.2.3, 5.3, 5.10
- [17] DIETRICH, T.: Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden. Heft 21 der Mitteilungsblätter der BAW Karlsruhe, 1964. 2.5.2
- [18] DIN 4094: Baugrund-Erkundungen durch Sondierungen. 1990.
- [19] ENGEL, J.: Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise. TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Habilitation, 2001.
- [20] FRANKE, D.: Beiträge zur praktischen Erddruckberechnung. TU Dresden, Fakultät Bau-, Wasser- und Forstwesen, Dissertation B (Habilitationsschrift), 1983. 3.19, 6.1.4
- [21] FRANKE, D.: Berechnung von Stützwänden nach verschiedenen mechanischen Modellen. In: Ohde-Kolloquium. TU-Dresden, Institut für Geotechnik, 1989. 6.1.4
- [22] FRANKE, D., NEUBERG, C. und WINKLER, A.: Verfahren zur Berechnung von Stützwänden. In: Bautechnik 76 (1999), S. 561–567. 6.1.1
- [23] GUSSMANN, P.: Die Methode der Kinematischen Elemente. Heft 25 des Baugrundinstituts Stuttgart, 1986. 3.2.9
- [24] HERLE, I.: Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Heft 142 der Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1997. 2.7.2, 3.1.1

- [25] HERTEN, Markus: Räumlicher Erddruck auf Schachtbauwerke in Abhängigkeit von der Wandverformung. BU-GH Wuppertal FB Bauingenieurwesen, Dissertation, 1999. [4.2.5](#)
- [26] HETTLER, A.: Maßstabeffekte beim Erddruck in Sand. In: Ohde-Kolloquium. TU Dresden, Institut für Geotechnik, 1997. [3.1.2](#)
- [27] Hibitt, Karlsson & Sorensen Inc.: Abaqus User's Manual. 1998. [2.7.2](#)
- [28] HORN, A.: Sohlreibung und räumlicher Erdwiderstand bei massiven Gründungen in nichtbindigem Boden. Heft 110 der Schriftenreihe 'Straßenbau und Straßenverkehrstechnik', herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1971.
- [29] KÄRCHER, K.: Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. In: Die Bautechnik 45 (1968), S. 31–33. [2.5.4](#)
- [30] KÄRCHER, K.: Erdwiderstand bei Bohlwänden in bindigen Böden. In: Die Bautechnik 49 (1972), S. 264–268. [2.5.4](#)
- [31] KÄRCHER, K.: Modellversuche über die Tragfähigkeit horizontal beanspruchter Pfähle in Böschungen. In: Die Bautechnik 57 (1980), S. 328–330. [2.5.4](#), [2.5.4](#)
- [32] KARSTEDT, J.: Beiwerte für den räumlichen, aktiven Erddruck bei rolligen Böden. In: Bauingenieur 55 (1980), S. 31–34. [2.4](#)
- [33] KARSTEDT, J.: Untersuchungen zum aktiven räumlichen Erddruck im rolligen Boden bei hydrostatischer Stützung der Erdwand. Heft 10 der Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, 1982. [2.4](#)
- [34] KEMPFFERT, H.-G.: Zur Berechnung der Gründung von Lärmschutzwänden auf Pfählen. In: Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau (1985), Nr. 2, S. 82–88. [2.5.2](#)
- [35] KEMPFFERT, H.-G.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche. Heft 1 der Schriftenreihe des Fachbereiches Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, 1987. [2.1.2](#), [2.7.2](#), [3.1.2](#)
- [36] KERISEL, J. und ABSI, E.: Active and passive Earth Pressure Tables. 3. Aufl. Rotterdam: A. A. Balkema, 1990. [2.3.5](#)

- [37] KINZE, W. und FRANKE, D.: Grundbau. 4. Aufl. Berlin: Verlag für Bauwesen, 1981. [3.19](#), [6.1.4](#)
- [38] KISHIDA, H. und UESUGI, M.: Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. In: Géotechnique 37 (1987), S. 45–52. [4.2.5](#), [5.4](#)
- [39] KNOTHE, K. und WESSELS, H.: Finite Elemente. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 1991.
- [40] KOLYMBAS, D.: Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe. Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe. 1988 ( 109). – Forschungsbericht. [2.7.2](#)
- [41] KOLYMBAS, D.: Introduction to Hypoplasticity. Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema, 2000. [2.7.2](#)
- [42] KONIETZKY, H.: Numerische Simulation in der Geomechanik mittels expliziter Verfahren. Heft 2001-2 der Schriftenreihe des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, 2001. [4.2](#)
- [43] KREY, H.: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Berlin: Ernst & Sohn, 1932. [2.3.3](#)
- [44] LAUER, C.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Konzept der Referenzzustände für nichtbindige und gemischtkörnige Böden. TU Dresden, Institut für Geotechnik, Diplomarbeit, 2000. [3.2](#), [8](#)
- [45] LEUSSINK, H.: Vorträge und Diskussionen anlässlich eines Kolloquiums über regelmäßige und unregelmäßige Kugelpackungen. Heft 31 des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1967. [4](#)
- [46] MAO, P.: Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigung. Heft 16 der Schriftenreihe des Fachbereiches Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, 1993.
- [47] NEUBERG, C.: Berechnung von Baugruben im Gebrauchszustand. TU Dresden, Institut für Geotechnik, Diplomarbeit, 1996. [6.1.1](#)
- [48] NEUBERG, C.: Mobilisierung des stützenden Erddrucks vor Trägern. In: Ohde-Kolloquium. TU Dresden, Institut für Geotechnik, 2001, S. 65–86.

- [49] OHDE, J.: Zur Theorie des Erddrucks unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. In: Die Bautechnik 16 (1938), S. 150–159, 176–180, 241–245, 331–335, 480–487, 570–571, 753–761. [2.3.4](#)
- [50] P. GUSSMANN, U. S. und WILLAND, Ernst: Beiträge zur Anwendung der KEM. Heft 32 des Baugrundinstituts Stuttgart, 1990. [3.2.9](#)
- [51] PAUL, O.: Der räumliche Erdwiderstand vor eingespannten Masten. TU Dresden, Fakultät Bauwesen, Dissertation, 1956. [2.5.6](#)
- [52] POTYONDY, J.: Skin friction between various soils and construction materials. In: Géotechnique 21 (1961), S. 339–353. [4.2.5](#), [5.4](#)
- [53] PREGL, O.: Handbuch für Geotechnik. Bd. 5 : Kontinuumsmechanik/Statische Aufgaben. Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur Wien, 1999. [2.3.6](#)
- [54] RAJU, V. S.: Ruhedruck und eindimensionale Zusammendrückung von Kugelpackungen. Heft 29 des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1968. [4](#)
- [55] RAUH, R.: Beitrag zum Tragverhalten horizontal belasteter, im nichtbindigen Boden eingespannter Wandsysteme unter besonderer Berücksichtigung einer Böschungsgeometrie. BU-GH Wuppertal FB Bauingenieurwesen, Dissertation, 1991.
- [56] ROLLBERG, D.: Bestimmung des Bettungsmoduls horizontal belasteter Pfähle aus Sondierungen. In: Bauingenieur 57 (1982), S. 343–349. [2.1.2](#)
- [57] SCHÄFER, J.: Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen im rheinischen Schluff. Heft 2 der Schriftenreihe des Fachbereiches Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, 1990. [2.5.5](#)
- [58] SOKOLOVSKI, V.: Statics of Soil Media. London: Butterworth scientific Publications, 1960. [2.3.6](#)
- [59] STRECK, A.: Beitrag zur Frage des passiven Erddruckes. In: Der Bauingenieur (1926), S. 32–37. [2.3.2](#), [2.3](#), [8](#)
- [60] THORNTON, C.: Microscopic approach contributions to constitutive modelling. In: KOLYMBAS, D. (Hrsg.): Constitutive Modelling of Granular Materials. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 2000, S. 193–208. [4.2](#)

- [61] THORNTON, C.: Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media. In: *Géotechnique* 50 (2000), S. 43–53. [4.2](#)
- [62] VERMEER, P.A.: *PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity*. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema, 1995.
- [63] VOGT, N.: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Heft 22 des Baugrundinstituts der Universität Stuttgart, 1984. [2.6.2](#)
- [64] WEISSENBACH, A.: *Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen*. Hannover: Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TH Hannover, 1961. [2.1.1](#), [2.5.5](#), [4.2.5](#), [5.4](#)
- [65] WEISSENBACH, A.: *Baugruben. Teil 2: Berechnungsgrundlagen*. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn, 1975. [2.3.4](#)
- [66] WEISSENBACH, A.: *Baugruben. Teil 3: Berechnungsverfahren*. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn, 1977. [5.11](#), [5.11](#)
- [67] WEISSENBACH, A.: Beitrag zur Ermittlung des Erdwiderstandes. In: *Der Bauingenieur* (1983), S. 161–173. [2.3.2](#), [A.2](#), [A.2](#)
- [68] VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: *Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen*. Heft 141 der Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1997.
- [69] VON WOLFFERSDORFF, P.-A. und SCHWAB, R.: *Hypoplastische Finite-Elemente-Berechnungen für die Schleuse Uelzen I*. unveröffentlicht. 2001. [2.7.2](#)
- [70] ZIEGLER, M.: *Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand*. Heft 101 der Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1987. [2.7.2](#)
- [71] ZWECK, H.: Erdwiderstand als räumliches Problem. In: *Die Bautechnik* 30 (1953), S. 189–193.

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Versuchsaufbau	6
2.2	COULOMBScher Bruchzustand	8
2.3	Gleitschema nach STRECK [59]	9
2.4	Gleitflächen nach KREY	10
2.5	Gleitflächen nach OHDE	11
2.6	Plastizierungsflächen im Charakteristikenverfahren	12
2.7	Räumliche Bruchfigur (KEM)	14
2.8	Geometrischer Ansatz nach BLUM	15
2.9	Angreifende Kräfte nach BRINCH HANSEN	17
2.10	Räumliche Erddruckbeiwerte nach BRINCH HANSEN	17
2.11	Geometrie und Belastungen im Bruchzustand nach COLLING	18
2.12	Idealisiertes Bruchmodell nach COLLING	19
2.13	Bruchmechanismus nach PAUL	23
2.14	Erddruckansatz nach AL-DIBAN	24
2.15	Bezeichnungen am elastisch gebetteten Balken	28
3.1	Sieblinie <i>Dresdner Sand 98</i>	34
3.2	Cotangens des Reibungswinkel als Funktion der Anfangsporenzahl	36
3.3	Versuchsstand	37
3.4	Versuchspfahl und Meßlamellen	38
3.5	Kalibrierung der Erddrucklamellen	42
3.6	Lagerung des Trägers	43
3.7	Profil $30 \times 30 \text{ mm}^2$	45
3.8	Querschnitt $60 \times 40 \text{ mm}^2$	45
3.9	Bruchbild nach Beendigung des Versuches	48
3.10	Erddruckkräfte im Bruchzustand	49
3.11	Rechnerische Breite im Bruchzustand	50

3.12	Beiwert für die Zunahme der rechnerischen Breite . . . . .	51
3.13	Tiefenlage der Resultierenden bezogen auf die Einbindetiefe . . . . .	51
3.14	Lage des Angriffspunkts der mobilisierten Erddruckkraft . . . . .	53
3.15	Erddruckverteilung im Bruchzustand . . . . .	53
3.16	Erddruckverteilung bei 50 % Mobilisierung der Bruchkraft . . . . .	54
3.17	Mobilisierung der Erddruckkraft . . . . .	55
3.18	Parameter $c$ der Mobilisierungsfunktion . . . . .	56
3.19	Bruchmuschelabmessungen . . . . .	57
3.20	Verschiebung zum Erreichen des Bruchzustandes . . . . .	58
3.21	Verschiebung zum Mobilisieren der halben Bruchlast . . . . .	59
3.22	Erddruckneigungswinkel . . . . .	60
3.23	Grenzverschiebungen . . . . .	61
4.1	Kontaktermittlung durch Einteilung in Unterräume . . . . .	67
4.2	Kontaktermittlung zwischen zwei Kreisen . . . . .	68
4.3	Kontaktoptimierung 1 . . . . .	68
4.4	Kontaktoptimierung 2 . . . . .	69
4.5	Kontakt Quader – Kugel . . . . .	70
4.6	Relativbewegung der Kontaktpunkte infolge Rotation . . . . .	72
4.7	Relativbewegung der Kontaktpunkte infolge Translation . . . . .	73
4.8	Kubisch-primitive Packung . . . . .	75
4.9	Rhomboedrische Packung . . . . .	76
4.10	Tetragonal-raumzentrierte Packung . . . . .	77
4.11	Hexagonal-dichteste Packung . . . . .	78
4.12	Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Reibungsbeiwert . . . . .	80
4.13	Diskrete Elemente System im Bruchzustand . . . . .	82
4.14	Draufsicht auf Diskrete Elemente System im Bruchzustand . . . . .	84
4.15	Vertikalschnitt durch die Symmetrieachse . . . . .	84
4.16	Vertikalschnitt senkrecht zur Symmetrieebene . . . . .	85
4.17	Nachrechnung der Versuchsergebnisse von WEISSENBACH . . . . .	87
4.18	Berechnungsergebnisse der Versuchsmatrix . . . . .	88
4.19	Einfluß Erddruckbeiwert und Trägerbreite . . . . .	89
4.20	Bezogene Tiefenlage der Resultierenden . . . . .	90
4.21	Mobilisierung Tragkräfte . . . . .	91
5.1	Produkt der Erddruckbeiwerte mit $b$ und $b_{raum}$ . . . . .	95

5.2	DEM: Spannungsverteilung bei 50 % Mobilisierung des Bruchzustandes . . . . .	96
5.3	Mobilisierungsfunktionen in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichte . . . . .	99
5.4	Mobilisierungskonstanten der Großversuche von WEISSENBACH . . . . .	99
5.5	Bezogene Bruchverschiebung der Großversuche von WEISSENBACH . . . . .	100
5.6	Einfluß der Trägerbreite bei den Versuchen von WEISSENBACH . . . . .	100
5.7	Angriffspunkt von $E'_p$ . . . . .	102
5.8	Erddruckfiguren bei verschiedenen Verschiebungen . . . . .	103
5.9	Statisches System für durchgehende Wände . . . . .	105
5.10	Bruchkräfte bei gegenseitiger Beeinflussung der Träger . . . . .	107
5.11	Rechnerische Breite bei gegenseitiger Beeinflussung der Träger . . . . .	108
6.1	Diskretisierung des elastisch gebetteten Balkens . . . . .	112
6.2	statisches System . . . . .	117
6.3	Schnittkraftlinien des parallelverschobenen Trägers . . . . .	118
7.1	Ergebnisse der Berechnungsverfahren und der Großversuche . . . . .	122
7.2	Ergebnisse der Großversuche, Simulationen und Berechnungen . . . . .	123
7.3	Anzusetzende Erddruckneigungswinkel des neuen Verfahrens . . . . .	124
7.4	Vergleich von Berechnungsverfahren mit der DEM bei $I_D = 0,7$ . . . . .	124
7.5	Vergleich von Berechnungsverfahren mit der DEM bei $I_D = 0,3$ . . . . .	125
7.6	Bruchkräfte unter Variation der Trägerbreite . . . . .	126
7.7	Vergleich der Verfahren unter Variation von $I_D$ bei $t = 2$ m . . . . .	127
7.8	Vergleich der Verfahren unter Variation von $I_D$ bei $t = 1$ m . . . . .	128
A.1	Erweiterung des Gleitschemas nach STRECK . . . . .	145



# Tabellenverzeichnis

2.1	Wandverschiebung zum Erreichen des Bruchzustandes nach DIN 4085 . . . . .	8
2.2	Abhängigkeit $n_p$ von $I_D$ und $I_C$ . . . . .	26
3.1	Stoffkennwerte <i>Dresdner Sand 98</i> . . . . .	35
3.2	Ergebnisse der Scherversuche am <i>Dresdner Sand 98</i> nach [44] . . . . .	35
3.3	Reibungswinkel aus Triaxialversuchen . . . . .	36
4.1	Vergleich der Modellversuchsergebnisse mit Berechnungsergebnissen der DEM	86
6.1	Berechnungsergebnisse mit dem modifizierten Bettungszahlverfahren . . . . .	119
7.1	Vergleich von Versuchsergebnissen mit Berechnungsverfahren . . . . .	121
B.1	Aufgetretene Kräfte und Angriffspunkte in den Modellversuchen . . . . .	148
B.2	Aufgetretene Wege in den Modellversuchen . . . . .	150
B.3	Erddruckverteilungen im Bruchzustand . . . . .	153
B.4	Aufgetretene Kräfte und Angriffspunkte bei den Großversuchen von WEIS- SENBACH . . . . .	154
B.5	Aufgetretene Verschiebungen bei Großversuchen von WEISSENBACH . . . . .	155
C.1	Kräfte und Angriffspunkte nach Berechnungen mit der DEM . . . . .	158
C.2	Kräfte und Angriffspunkte nach Berechnungen mit der DEM . . . . .	160
D.1	Geschwindigkeiten beim Speicherzugriff . . . . .	161

# Anhang

# Anhang A

## Herleitungen und Algorithmen

### A.1 Verfahren von BLUM

#### A.1.1 Variabler Angriffspunkt der Erddruckkraft

Nach der Gleichung 5.6 ergibt sich die passive Erddruckkraft zu:

$$E_{pgh} = \frac{1}{2} \gamma x^2 (b \cdot K_{pgh, \delta_p = \delta_{p, max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh, \delta_p = 0}) \frac{1}{\eta} \quad (\text{A.1})$$

Aus der Summe der Momente am Auflagerpunkt folgt:

$$\sum M = 0 = E_{pgh} \cdot (l + \bar{r} x) - \sum (P_n a_n) \quad (\text{A.2})$$

$$\frac{1}{2} \gamma x^2 (b \cdot K_{pgh, \delta_p = \delta_{p, max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh, \delta_p = 0}) \frac{1}{\eta} = \frac{1}{l + \bar{r} x} \sum (P_n a_n) \quad (\text{A.3})$$

$$(x^2 l + \bar{r} x^3) \frac{\gamma}{2\eta} (b \cdot K_{pgh, \delta_p = \delta_{p, max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh, \delta_p = 0}) = \sum (P_n a_n) \quad (\text{A.4})$$

Nach der Division mit  $l^3$ , Multiplikation mit  $\frac{2\eta}{\gamma}$  und der Ersetzung  $\xi = x/l$  folgt:

$$(\xi^2 + \bar{r} \xi^3) (b \cdot K_{pgh, \delta_p = \delta_{p, max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh, \delta_p = 0}) = \frac{2\eta}{\gamma l^3} \sum (P_n a_n) \quad (\text{A.5})$$

Bei weiterer Division mit  $(b \cdot K_{pgh, \delta_p = \delta_{p, max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh, \delta_p = 0})$  ergeben sich zwei Gleichungen:

$$m = \frac{2\eta \sum (P_n a_n)}{\gamma l^3 (b \cdot K_{pgh, \delta_p = \delta_{p, max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh, \delta_p = 0})} \quad (\text{A.6})$$

$$m = \xi^2 (1 + \bar{r} \xi) \quad (\text{A.7})$$

### A.1.2 Definierter Angriffspunkt

Die bei einem Sicherheitsbeiwert  $\eta = 2$  und der damit verbundenen 50%igen Mobilisierung der passiven Erddruckkraft berechtigen die gemessenen Angriffspunkte der Resultierenden zu einer Annahme der Angriffspunkte im unteren Drittelpunkt der Einbindetiefe bei  $r = \frac{2}{3}t$ . Durch das Einsetzen von  $\bar{r} = \frac{2}{3}$  in die Gleichung A.5 folgt:

$$\left(\xi^2 + \frac{2}{3}\xi^3\right)(b \cdot K_{pgh,\delta_p=\delta_{p,max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh,\delta_p=0}) = \frac{2\eta}{\gamma l^3} \sum (P_n a_n) \quad (\text{A.8})$$

Bei der Division mit  $(b \cdot K_{pgh,\delta_p=\delta_{p,max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh,\delta_p=0})$  und der Multiplikation mit 3 ergeben zwei Gleichungen:

$$m = \frac{6\eta \sum (P_n a_n)}{\gamma (b \cdot K_{pgh,\delta_p=\delta_{p,max}} + b_{raum} \cdot K_{pgh,\delta_p=0}) l^3} \quad (\text{A.9})$$

$$m = \xi^2 (3 + 2\xi) \quad (\text{A.10})$$

Da die Bestimmungsgleichung für  $\xi$  mit der Gleichung nach BLUM für *verankerte, im Boden frei aufgelagerte Wände* identisch ist, kann die Lösung mittels der in den bautechnischen Nachschlagewerken angegebenen Nomogramme erfolgen.

## A.2 Erweiterung des Verfahrens von STRECK

Zur Berücksichtigung einer geeigneten Geländeoberfläche und der Wandneigung wird das Gleitschema von STRECK um diese Größen erweitert. Die Herleitung erfolgt für einen Abschnitt von einem Meter Länge und ist im Folgenden dargestellt.

Der Bruchmechanismus besteht aus einem dreiseitigen (3-4-5) und einem vierseitigen (1-2-4-3) Prisma. Es wird ein Erddruck zwischen den beiden Körpern angesetzt, der dem RANKINSchen Sonderfall entspricht und parallel zur Geländeoberfläche gerichtet ist. Dieser passive Erddruck in der Schnittfläche ist nach der Theorie von COULOMB zu berechnen. Der Winkel  $\vartheta_F$  zwischen der Wandebene und der Gleitfläche am Fußpunkt der Wand ergibt sich mit Hilfe der WINKLERSchen Spannungsellipse und läßt sich nach WEISSENBACH [67] mit der Gleichung A.11 berechnen.

$$\vartheta_F = \operatorname{arccot} \left[ \sqrt{(1 + \tan^2 \varphi) \frac{\tan \varphi + \tan \delta_p}{\tan \varphi - \tan \delta_p}} - \tan \varphi \right] \quad (\text{A.11})$$

Die Gleitflächenneigung an der Unterseite des anschließenden Erdkeils kann nach [67] mit der Gleichung A.12 ermittelt werden.

$$\vartheta_2 = \frac{1}{2} \left[ \arccos \left( -\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) - \varphi + \beta \right] \quad (\text{A.12})$$

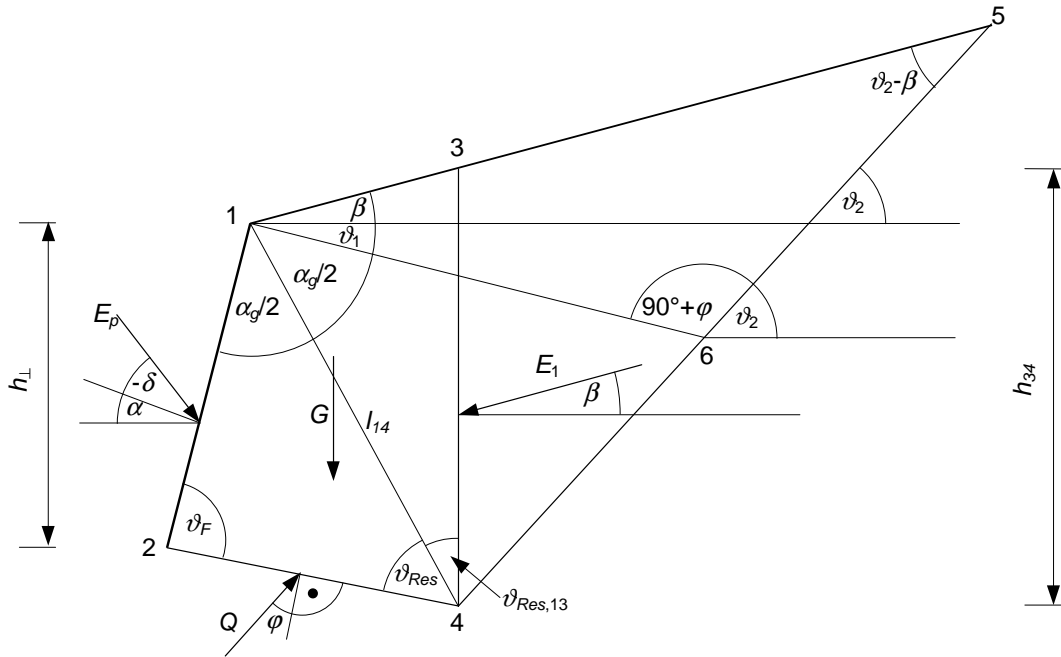


Bild A.1: Erweiterung des Gleitschemas nach STRECK

Über die Innenwinkelsumme des Dreiecks 1-5-6 kann die Neigung der Gegengleitfläche  $\vartheta_1$  berechnet werden (Gleichung A.13). Dann ergibt sich auch der Winkel  $\alpha_{g2}$  (Gleichung A.14), der die Winkelhalbierende zwischen der Wand am Punkt 1 (Bild A.1) und der Gegengleitfläche unter  $\vartheta_1$  darstellt.

$$\vartheta_1 = 180^\circ - (\vartheta_2 - \beta) - (90^\circ + \varphi) - \beta = 90^\circ - \vartheta_2 - \varphi \quad (\text{A.13})$$

$$\alpha_g = 90^\circ + \alpha - \vartheta_1 \quad (\text{A.14})$$

$$\vartheta_{Res} = 180^\circ - \vartheta_F - \alpha_g/2 \quad (\text{A.15})$$

Der Winkel  $\vartheta_{Res}$  des Dreiecks 1-2-4 kann wieder über die Innenwinkelsumme gebildet werden (Gleichung A.15). Für die Herleitung der Erddruckbeiwerte wird im Folgenden die projizierte Wandhöhe  $h_\perp$  zu einem Meter gesetzt. Es ergibt sich die Wandlänge  $l = \cos^{-1} \alpha$ .

Um das Eigengewicht des Erdkörpers zu bestimmen, wird das Viereck 1-2-3-4 in die Dreiecke 1-2-4 und 1-3-4 geteilt, um jeweils getrennt die Flächen und damit das Eigengewicht zu bestimmen. Die Fläche des Dreiecks 1-2-4 läßt sich durch die Flächenformel für Dreiecke  $A = c^2 \frac{\sin \alpha \sin \beta}{2 \sin(\alpha + \beta)}$  bestimmen (Gleichung A.16). Die Berechnung der erforderlichen Winkel, Längen und Fläche des Dreiecks 1-3-4 sind in den Gleichungen A.17 bis A.20 dargestellt.

$$A_{124} = l^2 \frac{\sin(\alpha + \alpha_g/2) \sin \vartheta_F}{2 \sin(\alpha + \alpha_g/2 + \vartheta_F)} \quad (\text{A.16})$$

$$\beta_{314} = \alpha_g/2 + \vartheta_1 + \beta \quad (\text{Winkel zwischen den Linien 31 und 14}) \quad (\text{A.17})$$

$$\vartheta_{Res13} = 90^\circ - \beta_{314} + \beta \quad (\text{A.18})$$

$$l_{14} = \frac{l \sin \vartheta_F}{\sin \vartheta_{Res}} \quad (\text{A.19})$$

$$A_{134} = l_{14}^2 \frac{\sin \beta_{314} \sin \vartheta_{Res13}}{2 \sin(90^\circ - \beta)} \quad (\text{A.20})$$

Das Eigengewicht  $G$  kann mit der Einheitswichte von  $\bar{\gamma} = 1 \text{ kN/m}^3$  zu  $G = A_{124} + A_{134}$  errechnet werden. Für die Berechnung der im Schnitt 3-4 wirkenden Erddruckkraft  $E_1$  wird die Höhe  $h_{34}$  (Gleichung A.21) und der Erddruckbeiwert für den passiven Grenzzustand nach der Theorie von COULOMB benötigt.

$$h_{34} = \frac{l_{14} \sin \beta_{314}}{\sin(90^\circ - \beta)} \quad (\text{A.21})$$

$$E_1 = \frac{h_{34}^2}{2} K_{pgh,Coulomb} \quad (\text{A.22})$$

Die resultierende Reaktionskraft  $R$  kann in horizontaler Richtung durch  $R_h = -E_1 \cos \beta$  und in vertikaler Richtung durch  $R_v = -G - E_1 \sin \beta$  beschrieben werden. Durch die Aufteilung von  $R$  in die bekannten Richtungen der passiven Erddruckkraft  $E_p$  und der Kraft  $Q$  in der Sohle ergeben sich die Größen und Komponenten der Kräfte  $E_p$  und  $Q$ . Letztendlich wird der Erddruckbeiwert unter Annahme linearer Erddruckverteilung mit Hilfe des Horizontalanteils  $E_{ph}$  der bekannten Erddruckkraft  $E_p$  berechnet. Mit einer Einheitswichte  $\bar{\gamma} = 1 \text{ kN/m}^3$  und der Wandhöhe  $h_\perp = 1 \text{ m}$  ergibt sich  $K_{pgh,Streck}$  nach der Gleichung A.23.

$$K_{pgh,Streck} = 2E_{ph} \quad (\text{A.23})$$

# Anhang B

## Versuchsergebnisse

### B.1 Versuchsergebnisse Modellversuche

#### B.1.1 Kräfte und Angriffspunkte

Versuch	$b$ m	$t$ m	$I_D$	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	$E_{pgh}$ kN	$\bar{r}'_{25\%}$	$\bar{r}'_{50\%}$	$\bar{r}'_{75\%}$	$\bar{r}$
Nv03.dat	0,03	0,188	0,46	16,2	37,6	0,26	0,63	0,68	0,74	0,78
Uv10.dat	0,03	0,188	0,75	17,3	42,0	0,61	0,59	0,67	0,71	0,77
Uv11.dat	0,03	0,15	0,83	17,6	43,5	0,41	0,53	0,63	0,69	0,75
Uv12.dat	0,03	0,12	0,81	17,5	43,1	0,25	0,54	0,66	0,71	0,74
Uv13.dat	0,03	0,09	0,78	17,4	42,6	0,11	0,63	0,69	0,73	0,75
Uv15.dat	0,03	0,09	0,67	17,0	40,7	0,09	0,70	0,71	0,74	0,75
Uv16.dat	0,03	0,09	0,85	17,7	43,8	0,13	0,65	0,71	0,73	0,76
Uv17.dat	0,03	0,09	0,63	16,8	40,0	0,08	0,74	0,75	0,77	0,77
Uv18.dat	0,03	0,15	0,48	16,3	37,9	0,15	0,63	0,69	0,72	0,78
Uv20.dat	0,03	0,12	0,49	16,3	38,0	0,07	0,71	0,75	0,76	0,79
Uv21.dat	0,03	0,12	0,71	17,1	41,3	0,17	0,66	0,71	0,74	0,76
Uv22.dat	0,03	0,188	0,65	16,9	40,4	0,43	0,63	0,69	0,73	0,77
Nv04.dat	0,03	0,15	0,52	16,4	38,5	0,16	0,69	0,72	0,73	0,79
Uv23.dat	0,03	0,15	0,74	17,2	41,8	0,32	0,55	0,63	0,68	0,73
Uv24.dat	0,03	0,188	0,65	16,9	40,3	0,42	0,59	0,66	0,70	0,75
Uv25.dat	0,03	0,188	0,56	16,5	39,0	0,33	0,65	0,71	0,74	0,79
Uv26.dat	0,03	0,09	0,64	16,9	40,3	0,08	0,72	0,73	0,75	0,75

Versuch	$b$ m	$t$ m	$I_D$	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	$E_{pgh}$ kN	$\bar{r}'_{25\%}$	$\bar{r}'_{50\%}$	$\bar{r}'_{75\%}$	$\bar{r}$
Tv02.dat	0,06	0,09	0,85	17,7	43,8	0,16	0,60	0,67	0,70	0,71
Tv03.dat	0,06	0,09	0,87	17,8	44,0	0,18	0,59	0,67	0,71	0,73
Tv04.dat	0,06	0,12	0,85	17,7	43,8	0,35	0,57	0,67	0,70	0,72
Tv05.dat	0,06	0,15	0,92	18,0	45,0	0,63	0,52	0,61	0,67	0,71
Tv06.dat	0,06	0,09	0,80	17,5	42,9	0,11	0,69	0,71	0,73	0,74
Tv07.dat	0,06	0,12	0,84	17,6	43,6	0,27	0,60	0,68	0,71	0,73
Tv08.dat	0,06	0,15	0,79	17,4	42,7	0,46	0,57	0,65	0,70	0,73
Tv09.dat	0,06	0,09	0,60	16,7	39,6	0,06	0,76	0,75	0,74	0,74
Tv10.dat	0,06	0,12	0,57	16,6	39,3	0,10	0,75	0,75	0,74	0,74
Tv11.dat	0,06	0,15	0,57	16,6	39,2	0,18	0,71	0,73	0,73	0,75
Tv12.dat	0,06	0,12	0,78	17,4	42,5	0,26	0,66	0,71	0,73	0,74
Tv13.dat	0,06	0,09	0,70	17,1	41,2	0,12	0,72	0,72	0,74	0,73
Tv14.dat	0,06	0,12	0,45	16,2	37,5	0,12	0,71	0,71	0,72	0,72
Tv15.dat	0,06	0,09	0,36	15,8	36,3	0,05	0,65	0,73	0,71	0,71
Tv16.dat	0,06	0,12	0,39	15,9	36,7	0,10	0,71	0,71	0,72	0,75
Tv17.dat	0,06	0,15	0,34	15,8	36,0	0,16	0,69	0,69	0,72	0,75

Tabelle B.1: Aufgetretene Kräfte und Angriffspunkte in den Modellversuchen

## B.1.2 Wege bei verschiedenen Mobilisierungsgraden

Versuch	$b$ m	$t$ m	$I_D$	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	$E_{pgh}$ kN	$s'_{25\%}$ mm	$s'_{50\%}$ mm	$s'_{75\%}$ mm	$s_B$ mm
Nv03.dat	0,03	0,188	0,46	16,2	37,6	0,26	2,7	5,7	14,5	62,1
Uv10.dat	0,03	0,188	0,75	17,3	42,0	0,61	2,7	6,1	10,1	16,4
Uv11.dat	0,03	0,15	0,83	17,6	43,5	0,41	2,1	4,2	6,7	13,0
Uv12.dat	0,03	0,12	0,81	17,5	43,1	0,25	0,8	2,1	4,0	7,5
Uv13.dat	0,03	0,09	0,78	17,4	42,6	0,11	1,1	2,1	4,5	8,8
Uv15.dat	0,03	0,09	0,67	17,0	40,7	0,09	0,6	2,1	3,3	5,9
Uv16.dat	0,03	0,09	0,85	17,7	43,8	0,13	1,0	2,1	3,1	5,7
Uv17.dat	0,03	0,09	0,63	16,8	40,0	0,08	0,4	2,1	2,9	6,1
Uv18.dat	0,03	0,15	0,48	16,3	37,9	0,15	1,3	3,2	5,7	27,7
Uv20.dat	0,03	0,12	0,49	16,3	38,0	0,07	0,8	1,9	3,6	35,2
Uv21.dat	0,03	0,12	0,71	17,1	41,3	0,17	1,7	2,9	4,8	9,0
Uv22.dat	0,03	0,188	0,65	16,9	40,4	0,43	2,7	5,0	8,2	14,5
Nv04.dat	0,03	0,15	0,52	16,4	38,5	0,16	1,7	4,2	7,8	40,3
Uv23.dat	0,03	0,15	0,74	17,2	41,8	0,32	1,9	3,8	6,1	13,0
Uv24.dat	0,03	0,188	0,65	16,9	40,3	0,42	2,7	5,0	7,5	14,5
Uv25.dat	0,03	0,188	0,56	16,5	39,0	0,33	2,1	4,2	6,5	15,1
Uv26.dat	0,03	0,09	0,64	16,9	40,3	0,08	0,2	1,3	2,7	5,7
Tv02.dat	0,06	0,09	0,85	17,7	43,8	0,16	1,7	2,9	4,2	6,7
Tv03.dat	0,06	0,09	0,87	17,8	44,0	0,18	1,7	2,7	4,0	6,3
Tv04.dat	0,06	0,12	0,85	17,7	43,8	0,35	2,5	4,0	6,1	10,3
Tv05.dat	0,06	0,15	0,92	18,0	45,0	0,63	3,1	6,3	9,2	14,2
Tv06.dat	0,06	0,09	0,80	17,5	42,9	0,11	0,6	2,5	3,4	5,5
Tv07.dat	0,06	0,12	0,84	17,6	43,6	0,27	2,3	3,8	5,7	9,8

Versuch	$b$ m	$t$ m	$I_D$	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	$E_{pgh}$ kN	$s'_{25\%}$ mm	$s'_{50\%}$ mm	$s'_{75\%}$ mm	$s_B$ mm
Tv08.dat	0,06	0,15	0,79	17,4	42,7	0,46	2,9	5,0	7,8	13,2
Tv09.dat	0,06	0,09	0,60	16,7	39,6	0,06	0,6	1,7	4,6	13,8
Tv10.dat	0,06	0,12	0,57	16,6	39,3	0,10	0,6	2,9	7,1	18,7
Tv11.dat	0,06	0,15	0,57	16,6	39,2	0,18	1,3	4,6	7,8	18,9
Tv12.dat	0,06	0,12	0,78	17,4	42,5	0,26	2,7	4,8	5,9	9,4
Tv13.dat	0,06	0,09	0,70	17,1	41,2	0,12	0,6	2,9	4,2	6,5
Tv14.dat	0,06	0,12	0,45	16,2	37,5	0,12	0,6	3,4	5,9	13,0
Tv15.dat	0,06	0,09	0,36	15,8	36,3	0,05	0,8	2,3	5,7	17,6
Tv16.dat	0,06	0,12	0,39	15,9	36,7	0,10	0,8	3,8	7,1	21,0
Tv17.dat	0,06	0,15	0,34	15,8	36,0	0,16	1,0	4,6	8,8	22,4

Tabelle B.2: Aufgetretene Wege in den Modellversuchen

## B.1.3 Erddruckverteilungen im Bruchzustand

Ver- such	Tiefenlage der Lamelle 1 – $\bar{z}$													
	zugehöriger normierter Erddruck $\bar{e}$													
Nv03	0,04	0,11	0,19	0,26	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
	3,38	3,36	1,45	1,13	0,96	0,77	0,53	0,36	0,25	0,16	0,10	0,06	0,02	0,00
Uv10	0,04	0,11	0,19	0,26	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
	2,92	3,20	1,52	1,35	1,19	0,98	0,65	0,41	0,18	0,09	0,04	0,01	0,00	0,00
Uv11	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00			
	2,67	2,59	1,44	1,09	0,88	0,66	0,35	0,20	0,09	0,04	0,00			
Uv12	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00					
	2,28	2,59	1,20	0,79	0,66	0,32	0,14	0,03	0,00					
Uv13	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00							
	2,30	2,23	0,84	0,37	0,20	0,05	0,01							
Uv15	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00							
	2,44	2,26	0,64	0,37	0,20	0,06	0,01							
Uv16	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00							
	2,33	2,34	0,71	0,39	0,19	0,05	0,01							
Uv17	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00							
	2,62	2,29	0,61	0,31	0,12	0,02	0,01							
Uv18	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00			
	3,27	2,88	1,35	0,78	0,58	0,45	0,33	0,21	0,09	0,04	0,01			
Uv20	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00					
	3,24	2,76	0,86	0,42	0,38	0,19	0,12	0,04	0,00					
Uv21	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00					
	2,57	2,57	1,22	0,78	0,45	0,22	0,14	0,05	0,00					
Uv22	0,04	0,11	0,19	0,26	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
	3,14	3,24	1,58	1,09	0,91	0,82	0,69	0,51	0,25	0,18	0,07	0,03	0,01	0,00
Nv04	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00			
	3,46	3,18	1,16	0,68	0,57	0,36	0,31	0,15	0,07	0,05	0,01			
Uv23	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00			
	2,49	2,39	1,19	1,22	1,19	0,78	0,40	0,20	0,10	0,04	0,01			
Uv24	0,04	0,11	0,19	0,26	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
	2,98	2,99	1,47	1,20	0,98	0,89	0,68	0,62	0,37	0,21	0,09	0,04	0,01	0,00
Uv25	0,04	0,11	0,19	0,26	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
	3,84	3,17	1,51	1,08	1,02	0,50	0,45	0,35	0,25	0,21	0,10	0,04	0,01	0,00

Ver- such	Tiefenlage der Lamelle 1 – $\bar{z}$											
	zugehöriger normierter Erddruck $\bar{e}$											
Uv26	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00					
	2,20	2,43	0,81	0,33	0,16	0,04	0,01					
Tv02	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00					
	2,24	1,69	1,08	0,56	0,33	0,10	0,00					
Tv03	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00					
	2,42	1,72	1,00	0,48	0,29	0,08	0,00					
Tv04	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00			
	2,25	2,06	1,53	0,94	0,62	0,36	0,16	0,08	0,00			
Tv05	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00	
	1,95	1,99	1,92	1,41	1,09	0,69	0,47	0,30	0,11	0,06	0,00	
Tv06	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00					
	2,54	1,73	0,96	0,41	0,29	0,06	0,00					
Tv07	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00			
	2,47	1,79	1,58	0,95	0,68	0,33	0,16	0,03	0,00			
Tv08	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00	
	2,31	2,09	1,83	1,26	1,14	0,64	0,31	0,28	0,12	0,02	0,00	
Tv09	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00					
	2,58	1,68	0,91	0,63	0,13	0,07	0,00					
Tv10	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00			
	2,37	2,36	1,37	0,84	0,62	0,23	0,19	0,03	0,00			
Tv11	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00	
	2,69	2,59	1,61	1,00	0,92	0,45	0,29	0,33	0,11	0,02	0,01	

Ver- such	Tiefenlage der Lamelle 1 – $\bar{z}$																					
	zugehöriger normierter Erddruck $\bar{e}$																					
Tv12	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00			2,17	2,63	1,20	0,86	0,63	0,32	0,12	0,06	0,00		
	Tv13	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00					2,47	1,71	1,03	0,46	0,26	0,06	0,00			
Tv14	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00			2,11	2,18	1,56	0,89	0,74	0,25	0,16	0,11	0,00		
	Tv15	0,08	0,23	0,38	0,54	0,69	0,85	1,00					2,43	1,54	0,96	0,58	0,35	0,09	0,02			
Tv16	0,06	0,18	0,29	0,41	0,53	0,65	0,76	0,88	1,00			2,64	2,25	1,18	0,82	0,64	0,28	0,13	0,06	0,00		
	Tv17	0,05	0,14	0,24	0,33	0,43	0,52	0,62	0,71	0,81	0,90	1,00	2,62	2,61	1,46	1,14	0,94	0,47	0,33	0,32	0,07	0,06

Tabelle B.3: Erddruckverteilungen im Bruchzustand

## B.2 Großversuche nach WEISSENBACH

### B.2.1 Bruchkräfte und Angriffspunkte

NR	$b$ m	$t$ m	$D$	$E_{h,Bruch}$ kN	$E_{v,Bruch}$ kN	$r_{25\%}$	$r_{50\%}$	$r_{75\%}$	$r_{90\%}$	$r_{100\%}$	$\Delta r_{max}$
501	0,300	2,0	0,42	29,40	5,330	0,36	0,34	0,29	0,27	0,27	0,02
502	0,300	3,0	0,42	45,20	5,550	0,58	0,48				0,01
503	0,300	1,0	0,38	7,40	2,050						0,08
504	0,300	1,0	0,40	7,10	1,620						0,08
505	0,125	1,0	0,33	4,11	1,010	0,47	0,40	0,38	0,37	0,31	0,05
506	0,300	0,5	0,38	2,36	0,900						0,22
507	0,125	1,0	0,34	5,02	0,820	0,56	0,45	0,37	0,34	0,33	0,03
508	0,300	1,5	0,42	14,60	2,020	0,49	0,39	0,34	0,31	0,31	0,02
509	0,125	0,5	0,33	1,56	0,370						0,50
510	0,300	1,0	0,72	15,00	2,950						0,06
511	0,125	1,5	0,31	10,60	1,180	0,39	0,36	0,32	0,31	0,30	0,03
512	0,200	1,0	0,36	4,98	1,100						0,08
513	0,125	1,0	0,88	11,10	1,800						0,06
514	0,200	0,5	0,33	1,57	0,400						0,32
515	0,090	1,0	0,32	3,32	0,690						0,08
516	0,200	1,5	0,20	12,20	1,470	0,43	0,38	0,32	0,30	0,29	0,01
517	0,090	1,0	0,29	3,74	0,370						0,06
518	0,200	1,0	0,52	7,80	1,410	0,49	0,43	0,36	0,32	0,30	0,05
519	0,090	2,0	0,29	16,50	0,950	0,48	0,41	0,34	0,31	0,30	0,02
520	0,100	1,0	0,52	6,45	1,500	0,58	0,48	0,36	0,30	0,28	0,03
521	0,300	2,5	0,42	42,10	6,200	0,53	0,44	0,32	0,30	0,28	0,01
522	0,050	1,0	0,35	3,24	0,090	0,39	0,37	0,33	0,33	0,33	0,05
523	0,300	1,0	0,49	9,30	1,860	0,50	0,47	0,43	0,37	0,32	0,05
524	0,050	1,0	0,73	5,51	0,400					0,33	0,04
525	0,300	1,0	0,59	10,50	2,200						0,09
526	0,050	0,5	0,45	1,15	0,110						0,05

Tabelle B.4: Aufgetretene Kräfte und Angriffspunkte bei den Großversuchen von WEISSENBACH

## B.2.2 Aufgetretene Wege

NR	$b$ [m]	$t$ [m]	$D$	$s_{25\%}$ [mm]	$s_{50\%}$ [mm]	$s_{75\%}$ [mm]	$s_{90\%}$ [mm]	$s_{100\%}$ [mm]
501	0,300	2,0	0,42	1,50	5,50	23,50	61,00	168,00
502	0,300	3,0	0,42	4,00	22,50			0,00
503	0,300	1,0	0,38	1,10	3,10	8,80	19,00	60,00
504	0,300	1,0	0,40	0,80	3,20	11,00	28,50	64,00
505	0,125	1,0	0,33	0,80	2,80	6,80	12,80	78,00
506	0,300	0,5	0,38	0,40	1,30	4,50	9,60	16,00
507	0,125	1,0	0,34	1,00	3,30	9,90	20,30	40,00
508	0,300	1,5	0,42	1,70	7,00	20,90	42,00	130,00
509	0,125	0,5	0,33	0,60	1,50	2,40	4,70	15,00
510	0,300	1,0	0,72	1,10	3,50	9,80	21,00	39,00
511	0,125	1,5	0,31	2,20	7,70	24,00	71,00	150,00
512	0,200	1,0	0,36	1,40	3,70	8,60	16,80	56,00
513	0,125	1,0	0,88	1,80	4,70	11,00	21,20	40,00
514	0,200	0,5	0,33	1,00	2,40	5,60	11,30	24,00
515	0,090	1,0	0,32	2,00	4,90	10,60	18,60	70,00
516	0,200	1,5	0,20	3,00	10,50	33,50	75,50	130,00
517	0,090	1,0	0,29	2,50	8,50	27,50	61,50	112,00
518	0,200	1,0	0,52	2,50	6,20	15,00	31,50	70,00
519	0,090	2,0	0,29	5,00	17,00	68,00	40,00	530,00
520	0,100	1,0	0,52					0,00
521	0,300	2,5	0,42	3,00	11,00	40,00	82,00	200,00
522	0,050	1,0	0,35	4,00	10,00	44,00	11,00	230,00
523	0,300	1,0	0,49	1,00	3,20	8,30	19,50	50,00
524	0,050	1,0	0,73					0,73
525	0,300	1,0	0,59	0,90	2,80	8,00	18,00	42,00
526	0,050	0,5	0,45	0,80	2,10	5,80	13,40	30,00

Tabelle B.5: Aufgetretene Verschiebungen bei Großversuchen von WEISSENBACH



# Anhang C

## Berechnungsergebnisse der DEM

### C.1 Kräfte und Angriffspunkte

NR	$b$ [m]	$t$ [m]	$D$	$Id$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	$E_{pgh}$ [kN]	$\bar{r}_{25\%}$	$\bar{r}_{50\%}$	$\bar{r}_{75\%}$	$\bar{r}$
1	0,1	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	71,7	0,665	0,678	0,693	0,736
2	0,3	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	103,2	0,678	0,685	0,695	0,724
3	0,5	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	146,2	0,685	0,691	0,697	0,750
4	0,7	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	176,7	0,695	0,694	0,693	0,749
5	0,1	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	123,9	0,657	0,674	0,696	0,725
6	0,3	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	172,0	0,667	0,677	0,695	0,717
7	0,5	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	238,3	0,675	0,682	0,697	0,736
8	0,7	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	287,2	0,682	0,684	0,697	0,729
9	0,1	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	193,6	0,646	0,662	0,681	0,702
10	0,3	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	264,4	0,656	0,669	0,682	0,697
11	0,5	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	345,9	0,664	0,673	0,684	0,727
12	0,7	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	421,5	0,672	0,676	0,682	0,728
13	0,1	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	90,3	0,661	0,674	0,689	0,736
14	0,3	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	129,0	0,667	0,679	0,691	0,746
15	0,5	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	186,9	0,679	0,683	0,691	0,745
16	0,7	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	225,4	0,682	0,685	0,687	0,758
17	0,1	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	152,1	0,651	0,669	0,689	0,720
18	0,3	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	241,9	0,662	0,677	0,705	0,745
19	0,5	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	289,2	0,669	0,677	0,691	0,742
20	0,7	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	338,6	0,674	0,678	0,693	0,734

NR	$b$ [m]	$t$ [m]	$D$	$Id$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	$E_{pgh}$ [kN]	$\bar{r}_{25\%}$	$\bar{r}_{50\%}$	$\bar{r}_{75\%}$	$\bar{r}$
21	0,1	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	227,1	0,642	0,657	0,674	0,691
22	0,3	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	300,0	0,652	0,664	0,676	0,694
23	0,5	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	421,4	0,660	0,669	0,679	0,766
24	0,7	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	505,7	0,667	0,670	0,677	0,760
25	0,1	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	120,4	0,652	0,665	0,679	0,725
26	0,3	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	166,7	0,658	0,667	0,674	0,725
27	0,5	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	234,6	0,667	0,671	0,674	0,724
28	0,7	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	284,9	0,673	0,671	0,671	0,717
29	0,1	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	188,0	0,642	0,657	0,675	0,710
30	0,3	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	260,6	0,652	0,663	0,676	0,764
31	0,5	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	379,8	0,661	0,667	0,676	0,723
32	0,7	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	477,3	0,666	0,668	0,678	0,718
33	0,1	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	278,3	0,635	0,647	0,661	0,686
34	0,3	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	448,2	0,647	0,657	0,668	0,678
35	0,5	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	593,3	0,656	0,661	0,670	0,707
36	0,7	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	737,8	0,661	0,662	0,669	0,688
37	0,1	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	169,7	0,640	0,646	0,657	0,694
38	0,3	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	227,3	0,649	0,652	0,654	0,693
39	0,5	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	314,8	0,659	0,661	0,663	0,694
40	0,7	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	408,5	0,665	0,662	0,659	0,658
41	0,1	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	255,3	0,630	0,635	0,663	0,719
42	0,3	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	348,2	0,642	0,645	0,656	0,685
43	0,5	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	511,3	0,654	0,657	0,665	0,702
44	0,7	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	634,0	0,659	0,658	0,662	0,696
45	0,1	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	378,6	0,632	0,635	0,647	0,680
46	0,3	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	555,9	0,642	0,644	0,649	0,678
47	0,5	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	770,6	0,650	0,653	0,653	0,678
48	0,7	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	981,4	0,658	0,656	0,656	0,676

Tabelle C.1: Kräfte und Angriffspunkte nach Berechnungen mit der DEM

## C.2 Wege bei verschiedenen Mobilisierungsgraden

NR	$b$ m	$t$ m	$D$	$Id$	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	$E_{pgh}$ kN	$s_{25\%}$ mm	$s_{50\%}$ mm	$s_{75\%}$ mm	$s$ mm
1	0,1	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	71,7	13,0	28,8	49,0	142,7
2	0,3	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	103,2	11,5	25,9	46,1	82,2
3	0,5	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	146,2	11,5	25,9	43,2	90,8
4	0,7	1,5	0,24	0,3	15,6	35,8	176,7	11,5	25,9	46,1	98,0
5	0,1	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	123,9	15,4	34,6	59,6	124,9
6	0,3	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	172,0	13,4	30,7	53,8	111,4
7	0,5	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	238,3	13,4	30,7	51,9	94,1
8	0,7	2,0	0,24	0,3	15,6	35,8	287,2	13,4	32,7	55,7	103,8
9	0,1	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	193,6	16,8	38,4	67,2	146,5
10	0,3	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	264,4	14,4	36,0	62,4	117,7
11	0,5	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	345,9	14,4	33,6	57,6	117,7
12	0,7	2,5	0,24	0,3	15,6	35,8	421,5	14,4	38,4	64,8	129,7
13	0,1	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	90,3	14,4	33,2	57,7	126,8
14	0,3	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	129,0	13,0	30,3	53,3	116,8
15	0,5	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	186,9	14,4	30,3	51,9	96,6
16	0,7	1,5	0,45	0,5	16,3	37,9	225,4	13,0	31,7	53,3	109,5
17	0,1	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	152,1	17,3	38,4	67,2	176,8
18	0,3	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	241,9	17,3	42,3	80,7	203,7
19	0,5	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	289,2	15,4	34,6	59,6	111,4
20	0,7	2,0	0,45	0,5	16,3	37,9	338,6	15,4	34,6	61,5	115,3
21	0,1	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	227,1	19,2	43,2	72,0	175,3
22	0,3	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	300,0	16,8	38,4	64,8	117,7
23	0,5	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	421,4	16,8	38,4	67,2	249,7
24	0,7	2,5	0,45	0,5	16,3	37,9	505,7	16,8	43,2	72,0	254,5
25	0,1	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	120,4	18,7	40,4	66,3	147,0
26	0,3	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	166,7	15,9	36,0	60,5	126,8
27	0,5	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	234,6	15,9	36,0	59,1	113,9
28	0,7	1,5	0,66	0,7	17,1	42,2	284,9	15,9	37,5	62,0	115,3

NR	$b$ m	$t$ m	$D$	$Id$	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	$E_{pgh}$ kN	$s_{25\%}$ mm	$s_{50\%}$ mm	$s_{75\%}$ mm	$s$ mm
29	0,1	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	188,0	19,2	42,3	73,0	147,9
30	0,3	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	260,6	17,3	40,3	69,2	244,0
31	0,5	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	379,8	17,3	36,5	61,5	123,0
32	0,7	2,0	0,66	0,7	17,1	42,2	477,3	17,3	40,3	69,2	159,5
33	0,1	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	278,3	21,6	45,6	81,6	151,3
34	0,3	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	448,2	21,6	45,6	81,6	168,1
35	0,5	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	593,3	19,2	43,2	72,0	208,9
36	0,7	2,5	0,66	0,7	17,1	42,2	737,8	21,6	45,6	79,2	136,9
37	0,1	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	169,7	23,1	49,0	85,0	164,3
38	0,3	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	227,3	20,2	43,2	73,5	131,2
39	0,5	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	314,8	20,2	44,7	73,5	136,9
40	0,7	1,5	0,87	0,9	17,9	46,4	408,5	23,1	50,4	87,9	151,3
41	0,1	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	255,3	23,1	51,9	90,3	207,5
42	0,3	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	348,2	21,1	48,0	78,8	138,3
43	0,5	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	511,3	21,1	46,1	74,9	146,0
44	0,7	2,0	0,87	0,9	17,9	46,4	634,0	23,1	50,0	82,6	169,1
45	0,1	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	378,6	26,4	57,6	100,9	189,7
46	0,3	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	555,9	24,0	50,4	81,6	151,3
47	0,5	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	770,6	24,0	50,4	81,6	144,1
48	0,7	2,5	0,87	0,9	17,9	46,4	981,4	26,4	55,2	93,6	168,1

Tabelle C.2: Kräfte und Angriffspunkte nach Berechnungen mit der DEM

# Anhang D

## Ergänzungen

### Speicherzugriffsgeschwindigkeiten beim *Alpha 21164*-Prozessor

Quelle: *Compaq*

Speicher	Größe	Zugriffsdauer
Register	31 Integer, 31 Fließkomma	sofort
Level 1-Cache	64 kB Befehle, 64 kB Daten	2 Prozessortakte
Level 2-Cache	4 MB	13 Prozessortakte
Hauptspeicher	bis 2GB	130 Prozessortakte
virtueller Speicher	$n$ GB	$> 10^6$ Prozessortakte

Tabelle D.1: Geschwindigkeiten beim Speicherzugriff



# 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