

Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes

Gesichtspunkte für die Berechnung
Praktische Beispiele und 118 Erddrucktabellen

Von

Professor Dr.-Ing. e. h. **H. KREY** †
Oberregierungs- und Baurat

Fünfte berichtigte und ergänzte Auflage

von

J. EHRENBERG
Regierungs- und Baurat, Berlin

Mit 239 Textabbildungen und 2 Tafeln



Berlin 1936

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Alle Rechte vorbehalten, insbesondere
das der Übersetzung in fremde Sprachen.
Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.



136592

Printed in Germany.

© 1186/12

Vorwort zur dritten Auflage.

Das jetzt in dritter Auflage erscheinende Buch ist nach wie vor in erster Linie für die in der Praxis stehenden Ingenieure bestimmt, um ihnen bei den an sie herantretenden Erddruckaufgaben als Wegweiser zu dienen, wenn sie selbst nicht die Zeit haben, sich in jedem einzelnen Falle eingehend mit allen in Betracht kommenden Fragen zu beschäftigen. Aus dem Grunde sind alle allzu feinen wissenschaftlichen Untersuchungen, die über das Bedürfnis der Praxis hinausgehen, fortgelassen.

Um den vielseitigen Anforderungen der Praxis gerecht zu werden, mußte der Inhalt des Buches wesentlich erweitert werden. In seiner Reichhaltigkeit wird es jetzt auch denjenigen jüngeren Kollegen, welche sich eingehender mit der Theorie des Erddruckes und der praktischen Behandlung von Erddruckaufgaben beschäftigen wollen, als anregendes Lehrbuch dienen können.

Neubearbeitet ist vor allem die grundlegende Theorie des Erddruckes in allgemeinverständlicher Weise ohne schwierige mathematische Beweisführung, aber trotzdem wissenschaftlich einwandfrei. In einem weiteren Hauptabschnitte sind dann die ziemlich allgemein bekannten und anerkannten praktischen Berechnungsmethoden des seitlichen Erddruckes gebracht unter kritischer Beleuchtung des Bereiches ihrer Gültigkeit und ihrer Vor- und Nachteile.

Ein besonderes Kapitel wurde der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gewidmet, sowohl für die Berechnung der Gründungen von Stütz- und Futtermauern, als auch für die Aufnahme schwerer senkrechter Lasten. Gerade durch die letzteren Untersuchungen der Tragfähigkeit des Baugrundes bei Flachgründungen dürfte eine empfindliche Lücke in der wissenschaftlich-praktischen Behandlung der Gründungen schwerer Bauwerke überbrückt sein.

Die Tragfähigkeit langer Rammpfähle ist durch ein aus der Praxis entnommenes Beispiel erläutert, bei dem der Einfluß des Wasserstandes im Boden und in den verschiedenen Bodenschichten auf die Tragfähigkeit der Pfähle deutlich in die Erscheinung tritt.

Durch eine eingehende Behandlung des Einflusses der Kohäsion auf den Erddruck und Erdwiderstand dürfte eine Reihe scheinbarer Widersprüche der bisherigen Erddrucktheorie beseitigt sein und dadurch das Vertrauen der Praktiker auf den Wert der Untersuchungen und Berechnungen gestärkt werden.

Der Erddruck auf Gewölbe und Bauwerke in hohen Dämmen konnte nur verhältnismäßig kurz in einem besonderen Kapitel behandelt werden. Trotzdem werden die wenigen dort behandelten Fälle dem entwerfenden Ingenieur wertvolle Anregung für eine zweckmäßige, einfache und doch genügend einwandfreie Behandlung ähnlicher Aufgaben geben.

Fast unverändert sind die praktischen Beispiele der Erddruckberechnung für verschiedene Fälle und unter verschiedenen Verhältnissen aus der

früheren Auflage übernommen. Besonders wertvoll dürfen die im Anschluß daran in einem neu eingefügten Kapitel gebrachten Lichtbilder der Bewegung der Erdteilchen um das Bauwerk herum in dem kritischen Augenblicke des Bruches bzw. des Nachgebens der Erde sein. Diese Vorfürhungen werden auch den der Theorie fernstehenden Ingenieur von der guten Übereinstimmung zwischen Theorie und Praxis überzeugen und viele noch gehegten Zweifel beseitigen.

Die beigelegten Erddrucktabellen ermöglichen für die meisten und bei den gewöhnlichen Bauten vorkommenden Aufgaben die schnelle Berechnung des für die Standsicherheit maßgebenden Erddruckes mit hinreichender Genauigkeit ohne langwierige Rechnungen und Zeichnungen. Trotzdem sind die Ergebnisse auch bei strenger wissenschaftlicher Kritik einwandfrei, wenn die gegebenen Hinweise beachtet werden und die Rechnungsgrundlagen in Übereinstimmung mit der Bauausführung richtig gewählt werden.

Die Lösung schwieriger Erddruckaufgaben ist eben nicht nach einem einfachen, für alle Fälle gültigen Rezept möglich, sondern es bedarf in jedem Falle sorgfältiger, verstandesmäßiger Überlegungen und Prüfungen aller Umstände, welche den Erddruck und Erdwiderstand beeinflussen. Die Wege hierzu soll das vorliegende Buch weisen und für die zweckmäßige Behandlung Anregungen geben. Es ist daher auch besonderer Wert auf eine Untersuchung und richtige Beurteilung aller Umstände gelegt, welche die Richtung und Größe des Erddruckes bestimmen.

Die Zusammensetzung der Erdarten aus ihren Bestandteilen und die dadurch bedingte Eigenart besonders der plastischen Bodenarten konnte nur kurz gestreift werden; ebenso die Abhängigkeit der Schubkräfte von dem Wassergehalt der plastischen Bodenarten.

Eine Erweiterung haben die Darlegungen erfahren durch Berücksichtigung kreisförmiger Gleitflächen.

Leider war es wegen der Kosten auch diesmal nicht möglich, die Erddrucktabellen wesentlich zu erweitern.

Denjenigen Herren, welche mich durch sachliche Kritik unterstützt und auf Fehler in den Tabellen aufmerksam gemacht haben, spreche ich meinen verbindlichsten Dank aus.

Den ausführlichen Literaturnachweis verdanke ich der freundlichen Mitarbeit des Herrn Regierungsbaumeister Eisner.

Ich lasse die neue Auflage hinausgehen in der Hoffnung, daß das Buch in seiner jetzigen Gestalt trotz mancher durch wirtschaftliche Rücksichten bedingten Einschränkungen doch durch seine umfassende Vielseitigkeit den in der Praxis stehenden, beim Entwurf und bei der Bauausführung vielbeschäftigten älteren Ingenieuren eine bequeme, aber auch sichere Stütze und Hilfe und andererseits den jüngeren Herren ein klarer Leitfaden und ein Lehrbuch für ihre Studien sein wird.

Berlin, im April 1926.

Dr.-Ing. H. Krey.

Vorwort zur vierten Auflage.

Der Wunsch, den Professor Dr.-Ing. H. Krey der dritten Auflage seines Buches mit auf den Weg gab, ist in Erfüllung gegangen. Die steigende Nachfrage, die schneller, als zu erwarten war, eine neue Auflage des Buches nötig machte, beweist am besten, daß es den ihm zgedachten Zweck erfüllt, beim Studium und in der Praxis ein Leitfaden und eine sichere Hilfe zu sein. Leider war es dem Verfasser nicht mehr vergönnt, die steigende Anerkennung zu erleben, die sein Buch im Inlande und Auslande gefunden hat.

Als Mitarbeiter von Krey um die Bearbeitung der vierten Auflage gebeten, habe ich, dem Wunsche des Verlages folgend, mit Rücksicht auf die schwierige wirtschaftliche Lage und um das Buch wegen der starken Nachfrage möglichst schnell wieder zugänglich zu machen, den Text im wesentlichen beibehalten und nur dort geändert und erweitert, wo neuere Forschungsergebnisse dies erforderten oder Fehler im Druck oder in den mathematischen Ableitungen vorhanden waren.

Anschließend an die Ausführungen über den natürlichen Böschungswinkel im Abschnitt I B habe ich einen kurzen Abschnitt über den Schubwiderstand eingefügt. Ferner wurde Abschnitt III A unter 3a ergänzt durch Ausführungen über Böschungsberechnungen ohne und mit Kohäsion, Arbeiten von Prof. Fellenius und Prof. Terzaghi wurden hierbei berücksichtigt. Abschnitt III B wurde durch Ausführungen über das Verhalten des Bodens im elastisch-plastischen Bereich erweitert unter Berücksichtigung der Versuche von Prof. Kögler und Dr.-Ing. Scheidig. Auch Abschnitt IV, Tragkraft der Ramppfähle usw., wurde durch eine verbesserte Formel für den Spitzenwiderstand von Pfählen ergänzt und eine von Krey herrührende Pfahlrostberechnung mitgeteilt. Die Untersuchung der Standfestigkeit einer Kai-mauer auf hohem Pfahlrost wurde eingefügt.

Auch den Abschnitt VII E: Einfluß des Wassers im Boden habe ich durch Ausführungen über den Einfluß des fließenden Grundwassers auf die Standfestigkeit von Baugrubensohlen und Böschungen ergänzt. Die Erddrucktabellen am Schlusse des Buches wurden durch eine graphische Tabelle der λ_p -Werte für $\alpha = 0$ und $\beta = 0$ bei kreisförmigen Gleitflächen erweitert. Leider war es mir wegen der Kürze der Zeit und wegen der Kosten nicht möglich, diese Tabellen für verschiedene Werte α und β zu ergänzen. Eine kurze Beschreibung der Tabelle findet sich am Schluß von Abschnitt VII D. Die seit der letzten Auflage erheblich vermehrte Literatur

machte eine Neubearbeitung des Literaturverzeichnisses erforderlich, das erheblich vergrößert zwecks besserer Übersichtlichkeit in bestimmte Gruppen geteilt wurde.

Herrn Ingenieur Ohde danke ich für seine freundliche Mitarbeit bei der Bearbeitung der Auflage und Herrn Dr. Tiedemann für seine freundliche Mitwirkung bei der Aufstellung des Literaturverzeichnisses.

Möge die neue Auflage in ihrer erweiterten Form denselben Anklang in der Praxis finden, wie sie der dritten Auflage dank der reichen Kenntnisse und Erfahrungen ihres Verfassers beschieden war.

Berlin, im Januar 1932.

Joachim Ehrenberg.

Vorwort zur fünften Auflage.

Die starke dauernde Nachfrage nach dem Buche von Krey hat bewirkt, daß die vierte Auflage schon $3\frac{1}{2}$ Jahre nach ihrem Erscheinen vergriffen ist. Damit das Buch, das auch im Auslande dauernd weitere Freunde findet, nicht für längere Zeit aus dem Buchhandel verschwindet, habe ich mich auf Wunsch des Verlegers entschlossen, die vorliegende fünfte Auflage vorzubereiten, die in einem anastatischen Nachdruck hergestellt ist.

Zu einer eingehenden Bearbeitung, die einzelne Teile des Buches erfordern, um die Ergebnisse neuerer Arbeiten zu berücksichtigen, habe ich bis jetzt nicht die erforderliche Zeit gefunden. Ebenso mußte ich meine Absicht zurückstellen, die Erddrucktabellen neu zu ordnen und zu ergänzen. Diese Arbeiten müssen der nächsten Auflage vorbehalten bleiben. In der vorliegenden fünften Auflage habe ich mich lediglich darauf beschränkt, Druckfehler zu beseitigen und im Abschnitt VB die geraden Gleitflächen bei geneigten Erdwänden eingehender zu behandeln. Auch Abschnitt III A 3a hat eine wesentliche Ergänzung erfahren, die die Berechnung von Böschungen nach dem Verfahren von Prof. Fellenius erleichtert. Herrn Ingenieur Ohde bin ich für seine freundliche Mitarbeit dankbar.

Auch der neuen Auflage gebe ich den Wunsch mit auf den Weg, daß sie dem Buche von Krey neue Freunde erwerben möge.

Berlin, im November 1935.

Joachim Ehrenberg.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Einleitung	1
Richtlinien für den Gang der Erddruckuntersuchungen	2
Abschnitt I. Grundbegriffe und Grundlagen der Erddruckrechnung	3
A. Der Begriff des Erddruckes	3
Begriff der „Erde“. Grenzwerte: „Aktiver“ und „passiver“ Erddruck.	
B. Reibung und Haftfestigkeit	6
Untersuchungsmethoden der Reibung und Haftfestigkeit, Apparat von Müller-Breslau, Apparat von Niels Westerberg, Unterschied zwischen Reibung und Kohäsion, Apparat der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Gleitflächen.	
Der natürliche Böschungswinkel von verschiedenen Materialien trocken und unter Wasser	14
Einiges über den Schubwiderstand der Böden	20
C. Erdspannungen	24
1. Natürlicher Erddruck im unberührten Erdkörper	24
Bei wagerechter Lagerung und späteren größeren Änderungen. Neigung der Oberfläche. Nachträgliche Änderungen des „natürlichen“ Erddruckes durch künstliche Eingriffe (Rammen, Spülen). Spannungen in den Grenzfällen des aktiven und passiven Erddruckes. Ähnlichkeit und Übereinstimmung zwischen losen Massen und festen Körpern.	
2. Die Spannungsellipse	29
a) Die Bestimmung der Richtung und Größe der Hauptspannungen aus der Spannung zweier beliebiger zueinander senkrechter Flächen	30
b) Ermittlung der größten Spannungsneigung aus dem Verhältnis der Hauptspannungen $p/q = n$	32
c) Die Neigung der Spannungsellipse in Abhängigkeit von dem Verhältnis $p/q = n$ und einer bekannten Spannungsneigung	34
d) Andere Methoden zur Bestimmung der Spannungsrichtung aus der Spannungsellipse. Zimmermann-Kurdjumoff-Winklersche Stellungsellipse	35
e) Neigung der Spannungsellipse gegen die Fläche der größten Spannungsneigung	37
3. Einige Schlüsse aus der Spannungsellipse	38
a) Die Richtung der Gleitflächen in unmittelbarer Nähe der Wand bei aktivem und passivem Erddruck	39
b) Wert der Spannungsellipse für die unmittelbare Bestimmung des Erddruckes	43
Wandwinkel der Spannungsellipse und der Gleitfläche, Tabelle 3 bis 8	
c) Die Richtung der Gleitfläche an der Erdoberfläche und in größerer Entfernung von der Wand	45
4. Die Gleitfläche im ganzen zwischen Wand und Erdoberfläche und die Verteilung des Erddruckes nach der Tiefe	50
a) Beim Rankineschen Sonderfall	53
b) Für den Fall, daß der Erddruck auf die Wand flacher geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall, bezw. daß δ sogar negativ wird	54
b) 1. Beim aktiven Erddruck	54
b) 2. Beim passiven Erddruck	56

	Seite
c) Für den Fall, daß der Erddruck auf die Wand mehr (nach der positiven Seite des Winkels δ) geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall	58
c) 1. Beim aktiven Erddruck	58
c) 2. Beim passiven Erddruck	60
5. Tabellen des Neigungswinkels δ des Erddruckes auf die Wand beim Rankineschen Sonderfall	62
Abschnitt II. Die praktischen Berechnungsmethoden des Erddruckes . . .	68
A. Die Feststellung der größten möglichen Spannungsneigung	68
Abhängigkeit der Haftfestigkeit und Reibung von dem Wassergehalt	69
B. Die Feststellung der Erddruckrichtung auf die Wand	72
C. Die Lage des Angriffspunktes der Mittelkraft des Erddruckes an der Wand	78
D. Feststellung der Größe des Erddruckes bei Vorhandensein oder bei Annahme ebener Gleitflächen	80
1. Aus der Spannungselipse	80
2. Nach der Theorie des unendlichen Erdkörpers (Rankine)	82
3. Nach der Methode von Coulomb	83
a) Analytische Näherungsrechnung	84
b) Culmannsche Erddrucklinie	85
c) Rebhannscher Satz	86
d) Ponceletsche Konstruktion	87
e) Die zeichnerische Ermittlung der Größe des aktiven und passiven Erddruckes	88
Zusammenfassung	88
f) Erddrucktabellen und ihre Benutzung	90
g) Ermittlung des Erddruckes auf gebrochene und gekrümmte Wandflächen bei gebrochener und gekrümmter Erd- (bezw. Belastungs-) oberfläche unter Benutzung der Erddrucktabellen	92
h) Verteilung des Erddruckes über die Stützwand bei beliebiger Wandform und beliebiger Form der Erdoberfläche	93
i) Wirkung von Einzellasten oder örtlich konzentrierten Lasten mit durchgerechnetem Beispiel	95
k) Schlußbetrachtungen zur Berechnung des aktiven und passiven Erddruckes nach der Coulombschen Methode	102
E. Feststellung der Größe des Erddruckes auf Verwendung gebrochener und gekrümmter Gleitflächen	104
Abschnitt III. Die Widerstandsfähigkeit des Baugrundes	110
A. Gegen die Wirkung des Erddruckes	110
1. Die übliche Berechnung der Fundamentpressungen	110
2. Untersuchung des Baugrundes bei Annahme ebener Gleitflächen	112
a) Wirkung einer Spundwand	115
3. Untersuchung des Untergrundes bei Annahme einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche	117
a) Untersuchung von Böschungen unter Annahme einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche.	124
4. Untersuchung des Baugrundes bei (flachen) Betonfundamenten unter Annahme einer kreisförmigen Gleitfläche	134
B. Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen senkrechte Lasten bei Flachgründungen	137
1. Untersuchung bei Zugrundelegung ebener Gleitflächen	141
2. Untersuchung bei Zugrundelegung krummer (kreisförmiger) Gleitflächen unter dem Bauwerk	143
2a) Einseitiges Abgleiten des Bauwerkes — Labiler Zustand	146

Abschnitt IV.	Seite
A. Die Tragkraft der Rammpfähle und Spundwände und ihr Widerstand gegen Herausziehen	148
B. Die Verteilung des Druckes eines starren Mauerwerkskörpers auf einen Pfahlrost	162
C. Standfestigkeit einer Kaimauer auf hohem Pfahlrost	166
Abschnitt V. Einfluß der Kohäsion (Haftfestigkeit)	167
A. Der Begriff und die rechnerische Behandlung der Kohäsion	169
B. Freistehende senkrechte Erdwand bei Annahme ebener Gleitflächen	171
C. Die Grenzwerte des aktiven und passiven Erddruckes bei Vorhandensein von Kohäsion in der Erde	173
D. Wirkung der Kohäsion bei fehlender Reibung	178
E. Widerstand des Baugrundes gegen Erddruck beim Fehlen der Reibung	188
1. Bei Annahme ebener Gleitflächen	188
2. Ist eine Spundwand vorhanden	191
3. Bei Annahme einer kreisförmigen Gleitfläche	192
F. Widerstandsfähigkeit des Baugrundes	193
1. Gegen senkrechte Lasten bei fehlender Reibung und vorhandener Kohäsion unter Voraussetzung ebener Gleitflächen	193
2. Widerstand des Baugrundes gegen senkrechte Lasten bei Vorhandensein von Haftfestigkeit und (geringer) Reibung bei Annahme kreisförmiger Gleitflächen	197
Abschnitt VI. Erddruck auf Gewölbe und in Dämmen völlig eingebettete Bauwerke	201
A. Die Untersuchung eines Tunnels parallel zu einem Hange	202
B. Untersuchung eines gewölbten Bauwerkes quer zu einem Hange oder zu einem hohen Damm	204
Abschnitt VII. Weitere Beispiele der Berechnung des Erddruckes nach den in den früheren Abschnitten entwickelten Grundgedanken und Methoden und unter Benutzung der Erddrucktabellen	207
A. Die freistehende unverankerte Spundwand	207
B. Einzelstehende Pfähle	212
C. Berechnung der Stärken freistehender Spund- und Bohlwände	213
D. Verankerte Spund- und Bohlwände	214
E. Einfluß des Wassers im Boden	219
F. Berechnung der Standsicherheit der Spundwände bei Betongründungen	280
G. Erd- und Wasserdruck nach Einbringung der Betonsohle und nach Entleerung der Baugrube	233
H. Berechnung der Stärke der Betonschicht	233
J. Ankerwände und Ankerplatten	238
1. In größerer Entfernung von dem verankerten Bauwerk	238
a) Ankerwand bis zur Erdoberfläche reichend	238
b) Wand nicht bis zur Erdoberfläche reichend	239
c) Einzelne Ankerplatten	241
2. Ankerwände in geringerer Entfernung von der verankerten Wand	242
a) Ankerwände oberhalb der Gleitfläche	242
b) Ankerwände zwischen Gleitfläche und natürlicher Böschungsfäche	243
c) Ankerwände unterhalb der natürlichen Böschungsfächen	246
K. Fangedämme	247
L. Durchrechnung einer in Bockbauweise ausgeführten Kaieinfassung aus Eisenbeton	252

Abschnitt VIII. Übereinstimmung der theoretischen Entwicklungen und der praktischen Näherungsrechnungen mit der Wirklichkeit . . .	256
A. Vorführung der Erdbewegung bei den Grenzzuständen des seitlichen Erddruckes	258
1. Aktiver Erddruck	258
a) Bei positiver Erddruckneigung δ	258
b) Bei senkrecht zur Wand gerichtetem Erddruck, $\delta = 0$	261
c) Bei negativem Wandreibungswinkel $-\delta$	262
2. Passiver Erddruck für $\delta = +27^\circ$	262
" $\delta = 0$	264
" $\delta = -15^\circ$	266
3. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse mit seitlichem Erddruck	268
B. Tragfähigkeit des Baugrundes bei Flachgründungen	268
C. Tragfähigkeit der Rampaufbauten und Widerstand gegen Herausziehen	274
D. Seitlicher Widerstand von Spund- und Bohlwänden ohne und mit Anker	276
Schlußsatz	281
Abschnitt IX. Literaturnachweis	282
Abschnitt X. Erddrucktabellen	295—340
Bemerkungen zu den Tabellen Nr. 22 bis 117	296
A. Aktiver Erddruck	297
a) Erdbodenneigung $\beta = -10^\circ$	
1. Wandneigung $\alpha = +10^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	298
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	299
2. Wand senkrecht $\alpha = 0$	
Erddruckziffern λ_a	300
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	301
b) Erdboden wagerecht $\beta = 0$	
1. Wandneigung $\alpha = +60^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	302
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	302
2. Wandneigung $\alpha = +50^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	303
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	303
3. Wandneigung $\alpha = +40^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	304
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	305
4. Wandneigung $\alpha = +30^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	306
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	307
5. Wandneigung $\alpha = +20^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	308
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	309
6. Wandneigung $\alpha = +10^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	310
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	311
7. Wand senkrecht $\alpha = 0$	
Erddruckziffern λ_a	312
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	313
8. Wandneigung $\alpha = -10^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	314
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	315

	Seite
9. Wandneigung $\alpha = -20^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	316
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	317
10. Wandneigung $\alpha = -40^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	318
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	319
11. Wandneigung $\alpha = -60^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	320
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	321
c) Erdbodenneigung $\beta = +10^\circ$	
1. Wandneigung $\alpha = +10^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	322
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	323
2. Wand senkrecht $\alpha = 0$	
Erddruckziffern λ_a	324
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	325
d) Erdbodenneigung $\beta = +30^\circ$	
1. Wandneigung $\alpha = +20^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	326
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	326
2. Wandneigung $\alpha = +10^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	327
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	327
3. Wand senkrecht $\alpha = 0$	
Erddruckziffern λ_a	328
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	328
4. Wandneigung $\alpha = -10^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	329
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	329
5. Wandneigung $\alpha = -20^\circ$	
Erddruckziffern λ_a	330
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	330
B. Passiver Erddruck	331
Erdboden wagerecht $\beta = 0$	
1. Wand senkrecht $\alpha = 0$	
Erddruckziffern λ_p	332
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	333
2. Wandneigung $\alpha = +10^\circ$	
Erddruckziffern λ_p	334
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	335
3. Wandneigung $\alpha = +20^\circ$	
Erddruckziffern λ_p	336
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	337
4. Wandneigung $\alpha = +30^\circ$	
Erddruckziffern λ_p	338
Gleitflächenneigung $\text{ctg } \vartheta$	339
5. Wand senkrecht $\alpha = 0$	
Erddruckziffern λ_p, δ negativ	340
Sachregister	341

Einleitung.

Bei dem Fehlen einer allgemein befriedigenden und völlig zutreffenden Berechnungsweise des Erddruckes und vor allem bei der Unsicherheit der Annahmen der in jedem einzelnen Falle im Boden oder an der Wand (durch Reibung) aufzunehmenden Schubkräfte ist es nicht möglich, die Berechnung von Bohlwerken und ähnlichen Bauteilen mit der gleichen Sicherheit und der gleichen Annäherung an die wirklichen Verhältnisse durchzuführen, wie es die mehr gleichmäßigen Baustoffe (Holz, Stein, Eisen) sonst gestatten.

Es ist daher in der Praxis üblich geworden, sich in allen Fällen, in denen der Erddruck für die Standsicherheit der Bauwerke einen bestimmenden Einfluß ausübt, mit vereinfachten Formeln und Rechnungen zu behelfen.

Dies mag auch vielfach mit vollem Recht geschehen, da es unverständlich sein würde, wenn man die Rechnungen mit peinlicher Genauigkeit durchführen würde, während in den der genauen Feststellung sich entziehenden grundlegenden Annahmen Fehler bis zu 100 vH. und mehr vorhanden sein können. Immerhin sollte man sich aber nicht die Mühe verdrießen lassen, in jedem einzelnen Falle durch eingehende Überlegungen die mögliche oder wahre Übereinstimmung der Annahmen mit der Wirklichkeit zu prüfen, und gegebenenfalls weitergehende Rechnungen nicht scheuen; man wird dadurch die Sicherheit der Bauwerke mehr erhöhen als durch unvernünftig große Belastungsannahmen, die der Wirklichkeit nicht entsprechen.

Denn die Unsicherheit der ganzen Erddruckbestimmung liegt in der Hauptsache nur in der Schwierigkeit, die Unterlagen der Rechnung richtig zu wählen. Bei richtiger Wahl der Unterlagen ist die Abweichung der Rechnungsergebnisse von der Wirklichkeit nur verhältnismäßig gering, wie durch unmittelbare Messung der Größe und Richtung des Erddruckes in kleinem Maßstabe festgestellt ist. Die Abweichungen haben wahrscheinlich ihren Grund in der Wahl der vereinfachten (meist eben angenommenen) Gleitflächen, da es nachgewiesen ist, daß unter Umständen krumme Gleitflächen größere Erddruckwerte bei sonst gleichen Voraussetzungen ergeben können. Ähnliche Abweichungen der Rechnungsergebnisse von der Wirklichkeit sind uns ja auch bei anderen Aufgaben der Statik und Festigkeitslehre wohl bekannt, so z. B. die Ungenauigkeiten infolge der Annahme geradliniger Spannungsverteilung über den Querschnitt sowie infolge Vernachlässigung der festen Vernietung der Gurte und Füllungsglieder in den Knotenpunkten u. a. m., ohne daß wir Anstoß daran nehmen. Alle solche Ungenauigkeiten werden durch den nach der Erfahrung zu wählenden Sicherheitsfaktor gedeckt. In dieser Beziehung sind die Erddruckberechnungen durchaus nicht unsicherer als alle anderen statischen Berechnungen. Auch die Feststellung der Reibung in der Erde (von Erde auf Erde) sowie

der durch die Haftung bedingten Schubfestigkeit durch Versuch und Messung bietet keine besondere Schwierigkeit, und es besteht kaum ein Zweifel darüber, daß dieser durch Reibung und Haftung bedingte Schubwiderstand im Erdinnern und besonders auf der ganzen Gleitfläche voll in Wirkung tritt. In gleicher Weise läßt sich der Reibungsbeiwert und der Haftwiderstand für die Bewegung der Erde an der Wand für verschiedene Wandrauigkeiten ermitteln. Zweifel besteht nur darüber, ob die Reibung an der Wand voll ausgenutzt wird, und wenn sie ausgenutzt wird, in welcher Richtung (nach unten oder nach oben) sie ausgenutzt wird; oder aber, ob es gar nicht zur vollen Ausnutzung der Reibung kommt, so daß wir nur mit einer geringeren Abweichung der Erddruckrichtung von der Normalen zu rechnen haben.

Diese Fragen lassen sich nur durch eingehende Prüfung des bei der Herstellung des Bauwerkes etwa künstlich geschaffenen Spannungszustandes zwischen Erde und Bauwerk, der nachträglichen Änderungen und der beim Einsturz, Nachgeben oder Bruch des Bauwerkes eintretenden Bewegungsmöglichkeiten und Bewegungswahrscheinlichkeiten zwischen Wand und benachbarter Erde klären. Ohne solche eingehende Prüfung und Überlegung der in jedem Einzelfalle vorhandenen Bewegungswahrscheinlichkeit ist jede auch noch so scharfsinnige Erddruckberechnung praktisch wertlos. Das ist auch der leitende Gedanke bei den folgenden Ausführungen und Rechnungsbeispielen gewesen.

Den Ausführungen selbst will ich noch kurze Richtlinien für den Gang der Erddruckuntersuchungen voranstellen:

1. Man schätze den Reibungs- oder natürlichen Böschungswinkel ϱ nach der Erdart, zweckmäßig aber besser etwas zu gering als zu hoch. Bei größeren und stark belasteten Bauten empfiehlt es sich, die Eigenschaften der Bodenart oder Bodenarten (Reibung und Haftfestigkeit) im naturfeuchten bzw. nassen Zustande durch den Versuch festzustellen (vergl. S. 10).

2. Man schätze die Erddruckrichtung auf die Wand unter gewöhnlichen Verhältnissen bei rauhen Stützmauern und, wenn eine Zerstörung des Bauwerkes bei ungenügender Standsicherheit nur durch Kippen zu erwarten ist, unter einer Neigung gegen die Senkrechte zur Wand $\delta < \varrho$ (vergl. unter I B); bei glatten Wänden δ etwa $= \frac{2}{3} \varrho$; bei außergewöhnlicher Bewegung der Wand $\delta < \varrho$ bis $\delta = 0$; ja sogar in Ausnahmefällen bis $\delta = -\frac{3}{4} \varrho$ möglich. Man kann auch hier δ durch Versuchsmessung feststellen, man wird aber kaum praktisch zu wesentlich anderen Ergebnissen kommen. Absolut glatte Wände ohne Reibung gibt es nicht.

2a. Bei häufigen starken Erschütterungen (Eisenbahn und Chaussee) nehme man sowohl den Neigungswinkel des Erddruckes δ als auch den Böschungswinkel ϱ an der Oberfläche je nach der Häufigkeit und Stärke der Stöße geringer an, im ungünstigsten Falle beide $= 0$, und nehme sie mit der Tiefe wieder zunehmend an.

3. Gekrümmte oder häufig gebrochene Flächen ersetze man durch wenige ebene Flächen und vermeide dabei alle Feinheiten. Insbesondere

schneide man alle auf flachen Mauerböschungen ruhenden Erdteile durch solche Ersatzebenen ab und gehe mit der Neigung der Ersatzebene höchstens bis zu einer Wandneigung $\alpha = - \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)^{1)}$ gegen die Senkrechte, wenn ρ der natürliche Böschungswinkel oder Reibungswinkel der Erdart ist.

4. Die Größe des Erddruckes entnehme man möglichst aus der Erddrucktabelle.

4a. Bei kleinen Bauwerken genügt es vollkommen, die Hinterseite der Mauer durch eine senkrechte Ebene abzugleichen und den Erddruck auf diese ohne Rücksicht auf seine Richtung bei wagerechter Oberfläche

$$\begin{array}{cccccc} \text{für } \rho = 19\frac{1}{3}^\circ & 25 & 30 & 37 & \text{und } 41\frac{2}{3}^\circ & \\ = \frac{1}{2} & \frac{2}{5} & \frac{1}{3} & \frac{1}{4} & \text{und } \frac{1}{5} & \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \end{array}$$

zu setzen. In Wirklichkeit ist er für $\delta > 0$ etwas kleiner (vergl. Tabellen 54 u. 55). Der passive Erdwiderstand würde für die gleichen Fälle betragen

$$= 2 \quad 2\frac{1}{2} \quad 3 \quad 4 \quad \text{und } 5 \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \quad \text{vergl. Tab. 102 u. 103.}$$

Für erste rohe Überschlüge kann man bei sandigem Boden (den unteren Grenzwert) den aktiven Erddruck auf eine senkrechte Wand genügend genau mit

$$E_a = \gamma \cdot \frac{h^2}{8}$$

und (den oberen Grenzwert) den passiven Erddruck mit $E_p = 2 \cdot \gamma \cdot h^2$ annehmen, auch wenn der Winkel δ der Neigung des Erddruckes an der Wand nicht = 0 ist.

5. Daraus errechne man die Beanspruchung der Stützmauer und der Fundamentsohle.

6. Nun ist man in der Lage, hieraus einen Anhalt über die Lage des Drehpunktes zu gewinnen (vergl. S. 74) und nötigenfalls die Annahme unter Nr. 2 zu verbessern.

ABSCHNITT I.

Grundbegriffe und Grundlagen der Erddruckrechnung.

A. Der Begriff des Erddruckes.

Ganz allgemein ist Erddruck der Druck des Stoffes, den wir als Erde bezeichnen, auf eine Wand. Als Erde bezeichnen wir alle natürlich entstandenen losen Bodenmassen der oberen Erdrinde von unregelmäßigem, vorwiegend rundem Korn, die sich mit der Handschaufel bewegen lassen. Die Korngröße des losen Stoffes ist für den Begriff nicht ausschlaggebend. Man wird im Sinne der Erddruckrechnung ebensowohl fetten Ton mit nicht

1) Vergl. dazu weiter unten unter C 2 e.

meßbaren Feinteilchen, wie auch Sand von unter $\frac{1}{100}$ bis über mehrere Millimeter Korngröße und Kies mit Steinen von 5 bis 10 cm Stärke als Erde bezeichnen. Auch organische Beimengungen ändern den Begriff nicht. Nur dürfen die Teile und Beimengungen nicht lagerhaft breit und lagenhaft geschichtet sein, sondern müssen vorwiegend unregelmäßige rundliche Formen haben, so daß sie aufeinander abrollen oder abrutschen.

Weiter ist bezüglich der Beschaffenheit, Form und Lage der Wand, auf die der Erddruck wirkt, keine Einschränkung gemacht. Die Wand kann auch aus der Erde selbst bestehen, und damit würde auch die Spannung im Innern der Erde als Erddruck zu bezeichnen sein. Nun hat aber, wie wir später sehen werden, die im Innern der Erde und auch an den Bauwerken zuweilen vorhandene Spannung keine so unmittelbar ausschlaggebende Bedeutung für die Berechnung und Stärkenbemessung der Bauwerke. Es wird daher in folgendem für diesen Erddruck öfter das Wort „Erdspannung“ gewählt werden, um anzuzeigen, daß der Erddruck, auch wenn er tatsächlich vorhanden ist oder gelegentlich vorhanden sein kann, für die Standsicherheit der Bauten nicht maßgebend ist.

Die an jedem einzelnen Punkte herrschende Erdspannung ist nicht allgemein bestimmbar. Sie ist von der Art der Ablagerung und Schüttung und von den nachträglichen Eingriffen abhängig. Auf eine mit der Erdoberfläche gleichgerichtete Fläche F von größerer Ausdehnung im Abstände h wirkt etwa ein senkrechter Druck gleich dem Gewicht der darüberliegenden Erde $= \gamma \cdot h \cdot F$. Damit ist aber noch nicht gesagt, daß an jeder Stelle dieser Fläche der Druck gleichmäßig $\gamma \cdot h \cdot A$ ist. Besonders deutlich tritt die Abweichung zutage bei Belastungssprüngen. In Abb. 1 ist ein Fall dargestellt, in dem bei der Wand AB plötzlich eine Belastungsänderung von h_1 auf h_2 für die Ebene SS' eintritt. In größerer Tiefe wird sich die

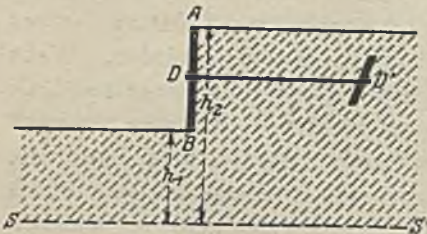


Abb. 1. Belastungssprung.

Belastungsänderung nicht durch eine plötzliche Änderung der Erdspannung oder des Erddruckes bemerkbar machen. Die Erdspannungen unmittelbar rechts und links von der Wand AB werden nicht viel voneinander abweichen, sie wird rechts kleiner als $\gamma \cdot h_2$ und links größer als $\gamma \cdot h_1$ sein.

Noch unsicherer ist die Bestimmung der an einer geneigten Wand wirklich vorhandenen Erdspannung. Wenn auch Fälle des reibungslosen Aufbaues der Erdmassen denkbar sind, in denen die Spannung an jeder Stelle und in jeder Richtung $= \gamma \cdot h$ ist, so sind das Ausnahmefälle; und auch dann wird jeder nachträgliche Eingriff die Spannung ändern. Wenn man beispielsweise in dem Falle der Abb. 1 den Anker DD' löst oder anzieht, dann wird ohne Frage die Spannung oder der Erddruck zwischen Erde und Wand erniedrigt bzw. erhöht werden, und zwar kann man unter gewöhnlichen Verhältnissen den Druck auf mindestens etwa den vierten

Teil des Wertes der mittleren Spannung $\gamma \cdot h$ heruntersetzen und andererseits beliebig bis etwa zum vierfachen Betrage vergrößern, ohne daß das Gleichgewicht gestört wird.

Wir können daher mit der wirklich vorhandenen Erdspannung bei der Berechnung der Standsicherheit unserer Bauten nicht viel anfangen, weil sie sich nicht eindeutig bestimmen läßt.

Man hat nun in der Erkenntnis, daß der Druck abnimmt, und schließlich nur noch von dem Angriff der abstürzenden und nachfolgenden Erde bedingt wird, wenn man die Wand von der Erde fortbewegt, von „angreifendem Erddruck“ gesprochen und andererseits „widerstehenden Erddruck“ angenommen, wenn die Wand künstlich gegen die Erde gepreßt wird. Diese beiden Ausdrücke sind augenscheinlich nur Übersetzungen der früher üblichen Bezeichnungen „aktiver“ und „passiver“ Erddruck. Sie wirken aber gerade deshalb noch verwirrender, weil die Vorstellungen des Angriffes und des Widerstandes stets miteinander verbunden sind. Wo Angriff ist, da muß auch Widerstand auftreten; man würde also an jeder Stelle gleichzeitig von angreifendem und widerstehendem Erddruck sprechen können.

Maßgebend für die Berechnung der Standsicherheit unserer Bohlwerke, Stütz- und Futtermauern und der Sicherheit des Baugrundes ist nicht die wirklich vorhandene Erdspannung, sondern der Grenzwert des Erddruckes, den eine Wand mindestens aushalten muß, wenn nicht das Gleichgewicht gestört werden soll, oder aber andererseits der Grenzwert des Erddruckes, den eine Wand höchstens ausüben darf, ohne das Gleichgewicht zu stören. Für diese beiden Grenzwerte sind bisher die Bezeichnungen „aktiver“ (für den unteren Grenzwert) und „passiver“ (für den oberen Grenzwert) Erddruck üblich. Die Bezeichnungen mögen ungeschickt gewählt sein; sie sind aber nun einmal im Gebrauch. Wir müssen uns nur darüber klar sein, daß im Zustande der Ruhe dieser aktive oder passive Erddruck so gut wie nie vorhanden ist. Der wirklich vorhandene Erddruck ist von beiden Grenzwerten nach Größe und Richtung sehr verschieden. Wenn man beispielsweise eine sehr stark und sicher gebaute Stützmauer mit Erde hinterfüllt und gut hinterstampft, dann ist der wirklich vorhandene Erddruck erheblich größer und in seiner Richtung ungünstiger als der aktive Erddruck. Erst wenn die Stützmauer durch Untergraben des Fundamentes oder durch äußere Kräfte zum Umfallen gebracht wird, erst dann geht der wirklich vorhandene Erddruck nach Größe und Richtung auf den Grenzwert gleich dem aktiven Erddruck herunter. Ebenso ist es wohl selbstverständlich, daß der Erdwiderstand einer Ankerplatte nach Größe und Richtung gleich der Ankerkraft ist und daher fast jeden beliebigen Wert annehmen kann. Erst wenn die Erde nachgibt, hat der Erdwiderstand den Wert des passiven Erddruckes erreicht. Es ist daher unrichtig, wenn man im ruhigen Erdkörper und beim standsicheren Bauwerk „aktiven“ oder „passiven“ Erddruck als vorhanden voraussetzt. Sie sind nicht vorhanden, sondern sie bilden nur die rechnermäßigen Grenzwerte, die bei Gefährdung des Bauwerkes auftreten werden. Der wirklich vorhandene Erddruck hat für uns aber in

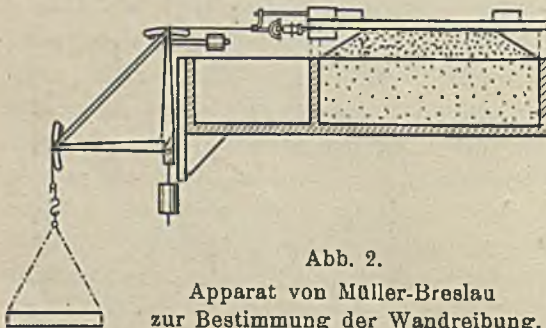
den meisten praktischen Fällen nur wenig Bedeutung, da uns die Größe und Richtung des Erddruckes gleichgültig sein kann, solange das Bauwerk genügend standsicher ist. Nur bei wissenschaftlichen Überlegungen müssen wir von dem wirklich vorhandenen Erddruck ausgehen, um auf die richtigen Grenzwerte zu kommen.

B. Reibung und Haftfestigkeit.

Die für die Berechnung maßgebenden Grenzwerte des Erddruckes setzen voraus, daß innerhalb der Erde und zwischen Erde und Wand geringe Bewegung eintritt oder unmittelbar bevorsteht. Es muß daher an diesen Stellen der Erddruck so stark geneigt sein, daß die Schubkraft den Widerstand der Reibung und des Haftwiderstandes überwindet. Eine der wichtigsten Grundlagen der Erddruckrechnung bildet daher die Feststellung der Größe der Reibung zwischen Erde und Wand und in der Erde selbst.

Den Gleitwiderstand zwischen Erde und Wand kann man leicht durch den Versuch für verschiedene Rauigkeiten der Wand und verschiedene Erdarten feststellen, indem man Platten verschiedener Rauigkeit auf die zu untersuchende Erdart legt und bei verschiedener Belastung Q seitlich durch eine Last P wegzuziehen sucht, bis Bewegung eintritt.

Müller-Breslau hat dafür die in Abb. 2 dargestellte Versuchseinrichtung²⁾ verwendet. Auf einen quadratischen Kasten von rd. $\frac{1}{4}$ m² Grundfläche und 15 cm Höhe wurde ein offener Rahmen von der gleichen Form und



6,5 cm Höhe gesetzt und das Ganze mit feinem Sande gefüllt. Sodann wurde die Oberfläche mit einem Lineal glattgestrichen und der obere Rahmen vorsichtig abgehoben. Auf die vollkommen ebene Oberfläche des Sandes wurde die zu untersuchende Platte gelegt und mit entsprechenden Gewichten beschwert. Ein in der Versuchsebene, d. h. an

der Unterseite der Versuchsplatte angreifendes und in ihrer Richtung liegendes Zugband wurde so lange (durch Winkelhebel) mit Zugkräften belastet, bis der Gleichgewichtszustand aufhörte und größere Bewegung eintrat, die nicht mehr durch die Formänderung der Platte und der benachbarten Sandteilchen sowie ihre elastischen Verlagerungen bedingt war. Das Verhältnis von Zugkraft P zur Last Q ist gleich dem tg des Reibungswinkels ϱ

$$\text{tg } \varrho = \frac{P}{Q} \quad \dots \dots \dots 1)$$

Müller-Breslau schließt aus seinen Versuchen, daß ein wesentlicher Einfluß der Größe des Normaldruckes auf den Reibungswinkel ϱ nicht zu

²⁾ Entnommen aus Müller-Breslau, „Erddruck auf Stützmauern“. Stuttgart 1906.

erkennen war. Allerdings hat Müller-Breslau mit sehr geringen Drücken von rd. $\frac{1}{70}$ bis rd. $\frac{1}{35}$ Atmosphären (kg/cm^2) gearbeitet, und es wäre möglich, daß daraus der Einfluß noch nicht zu erkennen gewesen ist. Andererseits ist es auch ebenso naheliegend, daß der Versuchssand tatsächlich die Eigenschaft hatte, daß die größte Schubkraft in einem bestimmten festen Verhältnis zum Normaldruck stand. Damit ist aber noch nicht gesagt, daß dasselbe bei allen Bodenarten der Fall ist.

Neuerdings wird besonders in Schweden die Meinung vertreten, daß bei vielen in der Natur vorkommenden Bodenarten die größtmögliche Schubkraft nicht in einem festen Verhältnis zur Größe der Normalkraft steht, sondern daß dies Verhältnis ($\text{tg } \varrho$) mit zunehmendem Druck zum Teil sehr erheblich abnimmt. Auch die zahlreichen in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin, Erdbauabteilung, durchgeführten Versuche zeigen, daß bei Böden mit überwiegendem Anteil an feinsten Teilchen ($< 0,01 \text{ mm}$) der nach Gleichung 1 bestimmte Wert ϱ nicht gleichbleibend ist, sondern bei kleinen Drücken ($0,20 \text{ kg/cm}^2$) eine erheblich stärkere Abnahme zeigt als bei großen Drücken ($2,0 \text{ kg/cm}^2$). Der Boden hatte bei den Versuchen seinen „natürlichen Wassergehalt“. Darunter ist der Wassergehalt zu verstehen, den der mit Wasser gesättigte Boden unter einem bestimmten Druck nach einiger Zeit annimmt. Der natürliche Wassergehalt des Bodens ist mit dem Drucke veränderlich. Herr Kapitän Nils Westerberg in Stockholm hat zur Untersuchung der Frage der Abhängigkeit des Verhältnisses der größten Schubkraft zum Normaldruck ($\text{tg } \varrho$) von der absoluten Größe des Druckes den in Abb. 3 dargestellten Versuchsapparat gebaut:³⁾ In einem quadratischen Zylinder von 20 cm lichter Weite bewegt sich ein mit Lederdichtung an die Wandung anschließender Kolben *S*.

Der Raum *B* unter dem Kolben wird mit der zu untersuchenden Erdart angefüllt. Seitlich wird der Raum *B* durch eine ebenfalls 20:20 cm große, um ihre Unterkante drehbare quadratische Platte *K* von einem Nebenraum *C* abgeschlossen. Die Klappe wird anfänglich durch eine (nicht gezeichnete) Spiralfeder, später während des Versuchs durch den im Raum *C* erzeugten Überdruck q auf ihren Sitz gepreßt. Der Versuch wurde in der Weise durchgeführt, daß in den Raum *C*

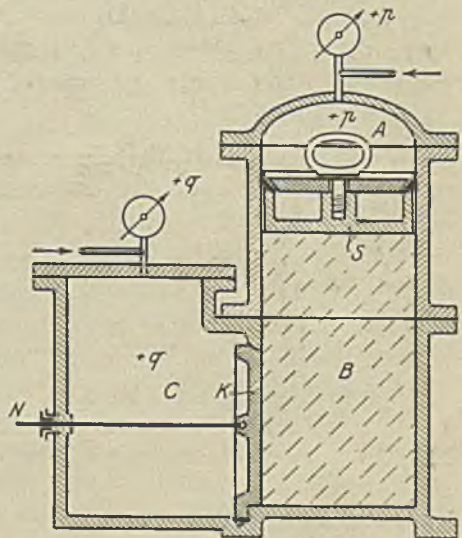


Abb. 3. Apparat von Nils Westerberg zur Bestimmung der größten Schubkraft im Erdreich.

³⁾ Jordtryck i kohesinära jordarter. Forsök och elementär teori av Kapten Nils Westerberg, Stockholm. Teknisk Tidskrift. Vaig & Vattenbyggnadskonst 1921, Heft 3 bis 5, S. 25 u. f.

Druckwasser von der beliebigen Druckhöhe q (in kg/cm^2) eingepreßt wurde und in Raum A über dem Kolben Druckwasser, dessen Druck p so lange erhöht wurde, bis der mit Stopfbüchse durch die gegenüberliegende Wand geführte Stift N eine Bewegung der Klappe K erkennen ließ. Auf beiden Räumen C und A waren Manometer angebracht, die den beim Eintritt der Bewegung vorhandenen Wasserdruck q bzw. p abzulesen gestatteten. Der Apparat war für Drücke bis zu 6 Atmosphären berechnet und ermöglichte es, die Untersuchung der Erdart bedeutend weiter zu führen als mit der vorhin beschriebenen Versuchseinrichtung. Dieser größere Bereich der Untersuchungen ist praktisch deshalb sehr wichtig, weil in Wirklichkeit öfter Bauwerke zu untersuchen sind, bei denen Erdpressungen von mehreren Atmosphären auftreten.

Aus dem Verhältnis n der Normaldrücke p und q ($n = p/q$) kann man nun, wie später gezeigt werden wird, die größte in der untersuchten Erdart bei dem Versuch auftretende Neigung ϱ der Spannung gegen die zugehörige Flächennormale errechnen; und zwar ist $\text{tg } \varrho = \sqrt{n} \frac{n-1}{2n}$ (vergl. S. 33).

Würde nun $\text{tg } \varrho$ für verschieden große Pressungen konstant sein, so müßte auch das Verhältnis $n = p/q$ gleichbleibend sein. Die Versuche ergaben nun, daß das bei verschiedenen in der Natur oft vorkommenden Erdarten nicht der Fall war. Das Verhältnis n und damit der Winkel ϱ nahm vielmehr bei diesen mit der Zunahme der Pressungen ganz erheblich ab. Daraus geht hervor, daß es Erdarten gibt, und zwar solche, die in der Natur oft vorkommen, bei denen der Widerstand in den Gleitflächen nicht im gleichen Verhältnis mit der Normalpressung wächst. Wir haben es also hier nicht lediglich mit reiner Reibung zu tun, sondern nur zum Teil mit reinem Reibungswiderstande, der im gleichen Verhältnisse mit dem Normaldruck zunimmt und von der Flächengröße unabhängig ist, zum andern Teile aber mit reiner Haftfestigkeit, die vom Druck unabhängig ist und nur mit der Flächengröße zunimmt. Oder in einer Formel ausgedrückt: Der Gleitwiderstand T ist gleich

$$T = \mu \cdot N + K_s \cdot F \dots \dots \dots 2)$$

wenn N der Normaldruck auf die Gleitfläche, μ der Reibungsbeiwert, K_s die der Haftfestigkeit entsprechende Schubspannung und F die Flächengröße ist.

Den Einfluß dieser Zweiteilung des Gleitwiderstandes hat man bisher offenbar unterschätzt. Es ist zwar richtig, daß die Haftfestigkeit (oder Kohäsion) wohl fast immer günstig für die Standsicherheit der Bauten wirkt, und daß man sie daher ohne Gefahr vernachlässigen darf, zumal wenn sie bei großer Tiefe im Vergleich zur Reibung gering ist. Voraussetzung ist aber dabei, daß man die dann allein zu berücksichtigende Reibung richtig festgestellt hat und nicht etwa den gemessenen Gesamt-

widerstand gegen Verschieben lediglich als Reibung angesehen hat und daher die Reibung viel zu hoch geschätzt hat. Würde man beispielsweise den durch den Versuch ermittelten Gleitwiderstand

$$T = \mu \cdot N \quad 3)$$

setzen und daraus $\mu = \frac{N}{T}$ ermitteln, so würde man bei erheblicher Haftfestigkeit den Reibungsbeiwert μ zu hoch finden und besonders für größere Bauwerkstiefen falsche Rechnungsergebnisse bekommen.

Es ist nicht unmöglich, daß manche Einstürze und Rutschungen hoher Kai- und Stützmauern auf eine solche falsche Annahme oder Feststellung des Reibungswinkels zurückzuführen sind. Eine der wichtigsten Vorarbeiten für die Erddruckuntersuchung an hohen Bauwerken muß daher in der richtigen Feststellung der Eigenschaften der vorhandenen Erdarten bestehen, und zwar in dem Zustande, wie sie an Ort und Stelle in der Natur vorhanden sind und auch nach Fertigstellung des Bauwerkes noch vorhanden sein werden und den Erddruck liefern. Festzustellen ist neben dem Einheitsgewicht im natürlichen und trockenen Zustande, dem Wassergehalt, der Wasserdurchlässigkeit, der Wasseraufnahmefähigkeit, dem Hohlraumverhältnis, der Korngröße usw. vor allem durch den Versuch der Schubwiderstand des Bodens (Reibung und Kohäsion) für verschiedene Belastungen bei dem natürlichen Feuchtigkeitszustande der Erdart, oder besser gesagt, in dem Feuchtigkeitszustande, der für das Bauwerk als der gefährlichste, zeitweise vorhandene in Betracht kommt.

Dabei ist zu bedenken, daß der Wassergehalt besonders plastischer Bodenarten, der die Reibung und Kohäsion stark beeinflußt, bei lange anhaltendem starken Drucke auch unter Wasser ganz allmählich abnehmen kann, bis er sich einem diesem Drucke entsprechenden gleichbleibenden Werte des Wassergehaltes nähert (dem „natürlichen“ Wassergehalt). Dieser Wasseraustritt aus dem Boden infolge zunehmenden Druckes findet bei sehr plastischen, fetten Bodenarten aber außerordentlich langsam statt. Man darf daher in vielen Fällen nicht den endgültigen, der späteren Belastung entsprechenden Wert des Wassergehaltes der Rechnung zugrunde legen, sondern muß den ursprünglich bei Beginn der Auffüllung bzw. der Belastung vorhandenen Wassergehalt als maßgebend ansehen, damit der Bau nicht gleich bei der Herstellung einstürzt. Mit der Zeit wird dann infolge der vermehrten Belastung der Wassergehalt des Bodens abnehmen; der Boden wird sich verdichten, der Schubwiderstand im Boden wird zunehmen und die Standsicherheit wird sich erhöhen können.

Diese Überlegung zeigt uns auch, daß es vorkommen kann, daß die gleiche Bodenart in dem einen Falle eine Belastung tragen kann, der sie im anderen Falle nicht gewachsen ist; auch zeigt sie uns den Grund dafür, daß eine Bewegung im Boden zuweilen ohne scheinbaren äußeren Grund

mit der Zeit zur Ruhe kommen kann. Bei größeren Deichbauten auf tiefem, weichem Kleiboden wird man aber zuweilen mit dieser späteren Verdichtung des Bodens rechnen müssen. Es ist daher notwendig, die Bodenart bei verschiedenem Wassergehalt zu untersuchen.

Diese vorbereitende Feststellung, welche selten gemacht wird, ist oft wichtiger als die ganze Erddruckrechnung selbst.

Der von Westerberg benutzte Apparat hat den Nachteil, daß der Einfluß der Reibung an den Wänden des Raumes (B), in dem sich die zu unter-

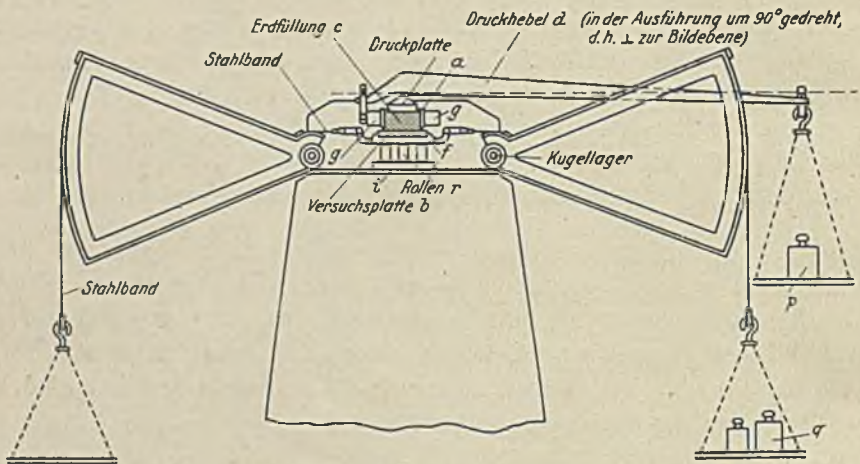


Abb. 4.

Apparat der Berliner Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau zur Bestimmung der Erdreibung und der der Haftfestigkeit entsprechenden Schubkraft.

suchende Erdart befindet, nicht ausgeschaltet werden kann und daß daher der Normaldruck auf die Gleitfläche nicht genau zu bestimmen ist, da der senkrechte Druck p in dem unteren Teile des Erdkastens sicher nicht mehr vorhanden ist.

In der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau ist daher seit langem die in Abb. 4 dargestellte Versuchseinrichtung zur Ermittlung des Reibungsbeiwertes und der Haftfestigkeit von Erdarten in Gebrauch, die den Einfluß der Wandreibungen des Kastens möglichst ausschaltet. Der Apparat gestattet die Anwendung hoher Drücke bis zu 10 Atmosphären und ermöglicht die Feststellung des Gleitwiderstandes ebener Platten mit verschiedener Rauigkeit an der Erde, wie auch in der Erde selbst (Erde auf Erde).

Der Apparat besteht zur Hauptsache aus einem quadratischen, oben und unten offenen Rahmen a von 10 cm Seitenlänge, welcher auf der zu

untersuchenden Seite der Versuchsplatte b aufricht und zur Aufnahme der zu untersuchenden Erdart c dient. Der auf der Versuchserde im Rahmen liegende Deckel kann mittels eines einarmigen Hebels d mit einer Kraft bis zu 1000 kg ($= 10$ Atmosphären) belastet werden. Der Hebel d liegt in Wirklichkeit senkrecht zur Bildebene; er ist hier nur in der Zeichnung um 90° gedreht dargestellt, um die Darstellung möglichst einfach und übersichtlich zu halten. Die Reibung des leer laufenden Apparates einschließlich der Reibung des Rahmens auf der Versuchsplatte wird vor dem Versuche festgestellt. Das Gewicht der im Rahmen befindlichen Versuchserde, sowie des zweiteiligen Deckels wird berücksichtigt. Das Gewicht der Hebelvorrichtung ist ausgeglichen. Der untere Teil des Deckels ist sorgfältig mit dichter Führung an den Rahmenwänden bearbeitet und besitzt an seiner unteren Seite ein Filter, um das der Versuchserde bei der Belastung ausgepreßte Wasser abzuführen. Ebenso besitzt die Versuchsplatte b , welche zur Feststellung der Reibung von Erde auf Erde benutzt wird, ein solches Filter am Grund der wabenartigen Vertiefungen, welche zum Festhalten der Versuchserde auf der Platte dienen.

Die Versuchsplatte b ist auf einem Schlitten f gelagert, der durch zwei (genau in der oberen Versuchsebene der Versuchsplatte b angreifende) Stahlbänder nach rechts und links verschoben werden kann, während der Rahmen mit der in ihm enthaltenen Versuchserde zwischen festen Rollen gelagert ist, die ihn am seitlichen Verschieben hindern und nur eine lotrechte Bewegung des Rahmens gestatten.

Der die Versuchsplatte tragende Schlitten f ruht mit glattgehobelter Fläche auf Bronzerollen r , die sich wieder auf einer glatten Stahlplatte i abwälzen. Dadurch ist die störende Reibung gegen seitliches Verschieben der Platte auf ein sehr geringes Maß gebracht, und die Kraft der Stahlbänder hat lediglich die durch die Versuchsplatte in der Versuchsebene ausgeübte Schubkraft T zu leisten, die durch die Belastung q der Gewichtschalen bestimmt ist, während die Drucklast P der Druckplatte durch das Gewicht p der Druckschale gegeben ist. Bei den recht großen Kräften sowohl in der Druckplatte als auch in den Stahlbändern empfahl sich eine Heruntersetzung der Gewichte durch ungleicharmige Hebel. Auch hierbei ist die Reibung durch dünne Stahlbänder, Rollenlager, scharfe Schneiden für die Lagerung der Hebel und Gewichtschalen sehr gering gehalten.

Die Versuche werden in der Weise ausgeführt, daß der zu untersuchende Boden c in den Rahmen a in einer Höhe von höchstens 2 cm eingefüllt wird und dann durch die Druckplatte, den Hebel d und das Gewicht p der Druckgewichtschale mit der Last P auf die daruntergelegte Versuchsplatte gepreßt wird. Falls der Versuch im Zustande des natürlichen Wassergehaltes durchgeführt werden soll, wird der zu untersuchende Boden in einem besonderen Vordruckapparat so lange mit dem gewünschten

Druck belastet, bis sich der Wassergehalt des Bodens diesem Drucke angepaßt hat, der natürliche Wassergehalt also erreicht ist. Zur Vornahme des Schubwiderstandsversuches wird der Rahmen nebst Versuchsplatte, Belastungsplatte und Versuchserde als geschlossene Einheit in den Versuchsapparat eingesetzt und die senkrechte Belastung wieder hergestellt. Die dann folgende Belastung der Zugschalen muß langsam geschehen, damit der Wassergehalt der Erdprobe sich den Spannungsänderungen anpassen kann. Bei wenig durchlässigen Böden kann zu schnelle Belastung und dadurch hervorgerufene zu rasche Spannungszunahme Überdruck im Porenwasser erzeugen und damit gegenüber dem Zustand des natürlichen Wassergehalts zu geringe Schubwiderstände liefern. Um Kapillarspannungen in der Versuchserde zu vermeiden, ist dafür gesorgt, daß sie im Vordruckapparat und bei den Schubwiderstandsversuchen vollständig unter Wasser liegt. Die Bewegungen der Versuchserde, die sich zunächst bei dem Anwachsen der Schubspannung unter etwas Wasserabgabe in geringen Grenzen verlagert, sind außerordentlich langsam. Sie werden durch die Segmenthebel in zehnfacher Vergrößerung auf Registrierapparate übertragen und dort selbsttätig aufgezeichnet. Sobald die Versuchsprobe unter der Schublast zur Ruhe gekommen ist, wird die seitliche Belastung weiter erhöht, bis schließlich der Schubwiderstand des Bodens überwunden ist und der Segmenthebel bis zu einem Anschlag absinkt. Nach dem Versuch wird der Wassergehalt der Probe festgestellt. Es hat sich im Laufe jahrelanger Versuche als zweckmäßig herausgestellt, für jede Probe nur einen Schubversuch durchzuführen. Es werden deshalb von derselben Versuchserde, die an einer bestimmten Stelle entnommen ist (Bohrprobe), etwa 5 bis 7 Proben unter verschiedenen Belastungen (etwa 0,2, 0,5, 0,7, 1,0 usw. kg/cm²) auf ihren Schubwiderstand und Wassergehalt untersucht und die Ergebnisse dann zu Kurven zusammengestellt, die Schubwiderstand und Wassergehalt in Beziehung zum Drucke zeigen. Aus dem Wassergehalt läßt sich in bekannter Weise unter Verwendung des mittleren spezifischen Gewichtes der Kornsubstanz das Raumgewicht des Bodens bei den verschiedenen Belastungen bestimmen und ebenfalls zu einer Kurve auftragen.

Sollen Versuche mit bestimmtem Wassergehalt vorgenommen werden, so werden die Filter im Deckel und in der Versuchsplatte gegen den Boden abgeschlossen und die Versuche möglichst schnell durchgeführt. Die Auswertung geschieht in der schon geschilderten Weise.

Es ist in vielen Fällen für die Beurteilung der Standfestigkeit eines Bauwerkes außerordentlich wichtig, den Schubwiderstand der Böden (Reibung und Kohäsion) bei dem vorhandenen Wassergehalt kennenzulernen. Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin — Erdbauabteilung — hat daher nach dem Prinzip des schwedischen Kolbenbohrers einen Bohrer angefertigt, mit dem der Boden möglichst wenig gestört gewonnen wird. Rahmen und Versuchsplatte des Schubwiderstandsapparates haben dementsprechend eine Umgestaltung erfahren, die gestattet, auch die Proben

möglichst im gewachsenen Zustand auf ihren Schubwiderstand zu untersuchen.

Der Schubwiderstandsapparat gestattet auch die Reibung der Versuchserde auf irgendwelchen Baumaterialien, wie Stein, Holz, Eisen usw. festzustellen.

Ein Einwand gegen die ganze Versuchsmethode soll hier noch kurz gestreift werden, weil ihm eine gewisse Berechtigung nicht von vornherein abgesprochen werden kann. Es wird eingewendet, daß die ganze Annahme der Gleitflächen nicht der Natur entspräche, sondern daß es sich um Rollen der Körner, wirbelförmiges Bewegen benachbarter Massen und sogenanntes, in Verlagerung ausklingendes Stauchen der Bodenmasse handle. Das ist insofern richtig, als tatsächlich ein solches Stauchen gelegentlich auftritt und auch die anderen behaupteten Bewegungsarten beobachtet werden. Aber ein solches Rollen kleinster Teile verbunden mit Zerstörungen des Verbandes benachbarter Teilchen müssen wir bei jeder Reibung, auch bei Plattenreibung voraussetzen. Es unterscheidet sich der Vorgang in den Grundzügen nicht von der Plattenreibung. Außerdem müssen wir, wenn wir relative Verschiebungen der Bodenteilchen in zwei dicht benachbarten Flächen feststellen, an dieser Stelle von Gleitflächen reden.

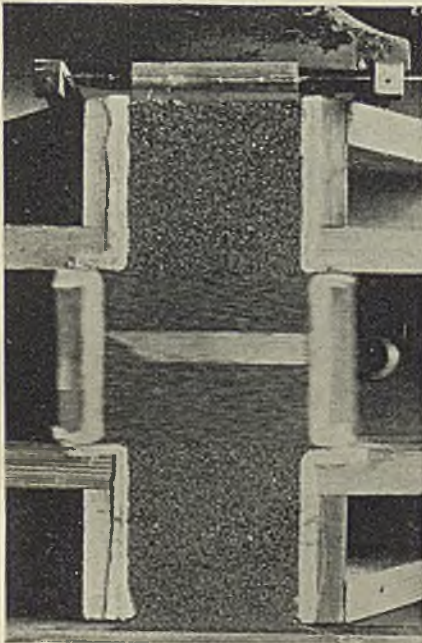


Abb. 5. Künstlich erzeugte Gleitflächen im losen Sande.

Es fragt sich nur, ob wir beim Versuch solche Gleitflächen rein und unvermischt mit anderen Vorgängen herstellen können, um daran die Reibungskräfte und Schubwiderstände der Haftfestigkeit zu messen. Daß bei einiger Vorsicht die Herstellung solcher ebenen reinen Gleitflächen an bestimmten Stellen beim Versuch möglich ist, möge durch Abb. 5 dargetan werden.

Hierbei ist ein mit Sand gefüllter, feststehender schachtartiger Holzkasten, dessen eine Wand durch Spiegelglas gebildet wird, in der Mitte durch einen beweglichen Teil unterbrochen. Gegen die Spiegelglasscheibe sind sowohl die festen als auch die beweglichen Teile durch Baumwollfäden abgedichtet. Die Sandfüllung ist festgestampft und mit

Gewicht belastet. Die inneren Seitenwände des Kastens wie auch die mit dem Sande in Berührung kommenden Flächen des Deckels, des (in vertikaler Richtung frei beweglichen) Mittelbrettes und des unteren von Sand verdeckten Grundbrettes sind absichtlich rau gehalten, um an ihnen ungewollte Gleitflächen möglichst zu vermeiden. Die beiden Seitenbretter des beweglichen

Teiles sind durch dünnes hochkantiges Blech miteinander verbunden, welches das freie Setzen des Sandes nicht hindert. Nun ist durch einen kräftigen Zug

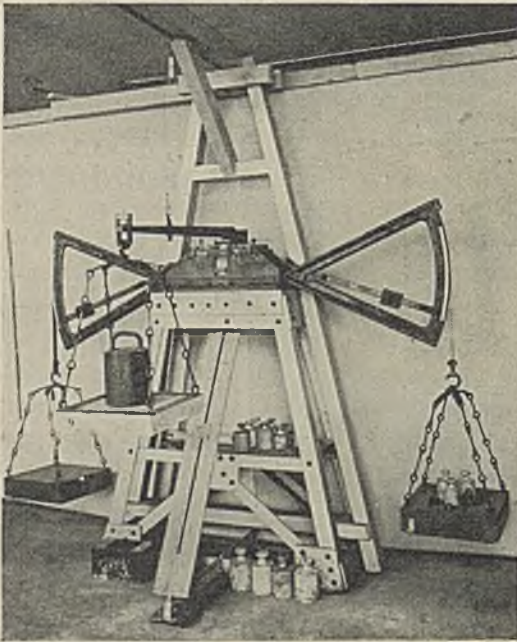


Abb. 6. Schubwiderstandsapparat der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. System Krey (Lichtbild).

mittels flachgängiger Schraube der mittlere bewegliche Teil langsam seitwärts verschoben, während das Ganze mit einem feststehenden Apparat photographiert ist. Auf dem Bilde (Abb. 5) ist die dabei eingetretene Bewegung der Sandteilchen klar zu erkennen. Die oberhalb und unterhalb des beweglichen Teiles liegenden Sandkörner sind vollkommen in Ruhe geblieben und daher auf dem Lichtbilde ganz scharf geworden. Die Sandkörner in dem beweglichen Teile dagegen haben dieselbe Bewegung gemacht wie die beweglichen Wände selbst; sie stellen sich auf dem Bilde als Linien dar von der Länge des zurückgelegten Weges. Die beiderseitigen Trennungsflächen zwi-

schen dem bewegten und unbeweglichen Sande sind als die Gleitflächen anzusehen, in denen die zur Bewegung erforderliche Kraft als Schubwiderstand auftritt.

In Abb. 6 ist der in Abb. 4 dargestellte Versuchsapparat der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau im Lichtbild wiedergegeben.

Der natürliche Böschungswinkel.

Gewöhnlich bringt man die Reibung in der Erde in anderer Weise zur Darstellung und mißt sie auch meist so. Wenn man trockenen Sand oder andere trockene lose Massen an einer bestimmten Stelle herunterrieseln läßt, dann fließen sie nicht wie Flüssigkeiten auseinander; andererseits bleiben sie auch nicht senkrecht aufeinander liegen, sondern sie ordnen sich kegelförmig auf breiter, annähernd kreisförmiger Grundfläche und mit allseitig annähernd gleicher Böschungsneigung an. Diese Böschungsneigung ist für verschiedene Stoffe verschieden, für den gleichen Stoff aber annähernd dieselbe, auch bei keilförmiger Aufschüttung der Massen an einer Wand. Man spricht von der natürlichen Böschung des Stoffes und setzt den natürlichen Böschungswinkel gleich dem Reibungswinkel des Stoffes.

Man geht dabei von dem an sich nicht unrichtigen Gedanken aus, daß ein auf die Böschung gebrachtes Teilchen bei größerer Neigung der Böschung

abrutschen würde, während es durch „Reibung“ festgehalten wird, sobald die Böschungsneigung kleiner als bei der natürlichen Böschung ist.

Dagegen wäre einzuwenden, daß die Körner einer losen Masse nicht durch Reibung gehalten werden, sondern sich gegeneinander abstützen, etwa wie planmäßig aufeinandergepackte Kugeln, die auch allseitig eine bestimmte



Abb. 7. Lose aufgeschütteter Roggen.

Böschung aufweisen. In dessen macht das keinen so großen Unterschied, da man sich auch die Reibung im Grunde durch unendlich kleine Unebenheiten entstanden denken muß.

In Abb. 7 ist ein lose und vorsichtig aufgeschütteter Roggenkegel im Lichtbild wiedergegeben. Die Spitze ist abgerundet. Die größte Seitenneigung beträgt etwa 28° .

In Abb. 8 ist derselbe Roggenkegel wiedergegeben, nachdem seine Unterlage längere Zeit starken Erschütterungen ausgesetzt war. Der Kegel ist

wie ein Kuchen auseinandergegangen.

Die Spitze ist sehr viel runder geworden. Die stärkste Seitenneigung beträgt aber immerhin noch etwa 25° .



Abb. 8. Roggenhaufen nach andauernder Erschütterung der Unterlage.

Die Abbildungen sollen keine genauen Messungen wiedergeben.

Es sind lediglich Vorführungsbilder für die Anschauung. Sie sollen die Art der natürlichen Böschung zeigen und den Einfluß von Erschütterungen auf die Verminderung der Reibung.

Es fällt aber hierbei schon auf, daß trotz des außerordentlich glatten Roggenkornes die Böschungen nicht viel flacher geworden sind. Die Beobachtung, welche auch bei anderem Material zu machen ist, legt den Gedanken nahe, daß die Reibung zwar durch Erschütterungen heruntersgesetzt wird, aber doch wohl nicht in dem Maße, wie vielfach befürchtet wird. Nur im oberen unbelasteten Teile, in dem die lose liegenden Körner durch das andauernde Klopfen in springende Bewegung versetzt sind, haben sie sich ganz flach gelagert, während an den Seiten sich verhältnismäßig steile Böschungen gebildet und erhalten haben.

Dasselbe Verhalten zeigen die Abb. 9 u. 10. Der Roggen ist in etwa 12 cm Breite zwischen einer Holzwand und einer Glaswand keilförmig aufgeschüttet. Hierbei wird allerdings der Böschungswinkel (ebenso wie

bei den späteren gleichartigen Bildern) zweifellos durch die Reibung an den Seitenwänden beeinflusst. Der Einfluß der Seitenwände ist aber hier schon deshalb ohne Bedeutung, weil es sich hier nicht um genaue Messungen, sondern lediglich um anschauliche Vorführungen handelt. Der natürliche Böschungswinkel beträgt hier in der Abbildung für Roggen im Ruhezustande etwa $28\frac{1}{2}^\circ$, nach starken Erschütterungen höchstens etwa 24° . Die Ergebnisse sind also nicht wesentlich anders als beim kegelförmigen Aufschütten.

In den Abb. 11, 12 u. 13 ist der natürliche Böschungswinkel eines reinen ausgesiebten Sandes von 0,9 bis 1,2 mm Korngröße im Bilde festgehalten, und zwar in Abb. 11 mit seinem höchsten Werte ($\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$), den er bei vorsichtigem, ruhigem Auffüllen dieses Sandes angenommen hat, und in Abb. 12 nach andauernden stärkeren Erschütterungen der Unterlage mit einem Hammer. Abgesehen von der oberen Abrundung ist der Böschungswinkel verhältnismäßig steil geblieben ($\varrho = \text{rd. } 30^\circ$).

Abb. 13 zeigt denselben Sand ebenfalls in einem etwa 12 cm breiten Keil durch vorsichtiges Herabrieseln in Wasser aufgeschüttet. Nur etwa 4 cm ragen aus dem Wasser heraus, und auch in diesem Teile ist das Wasser durch Kapillarkraft etwa 1 bis $1\frac{1}{2}$ cm hoch angestiegen. Auffallend ist, daß der Böschungswinkel unter Wasser nicht flacher ist als über Wasser, nämlich auch

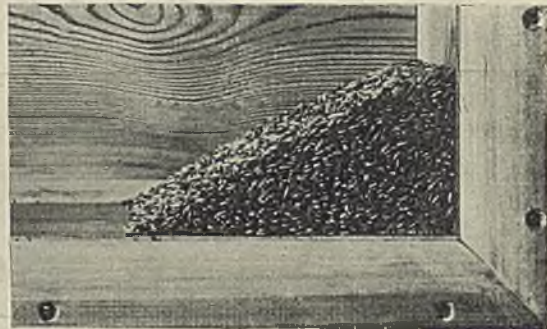


Abb. 9. Natürliche Böschung des lose aufgeschütteten Roggens.

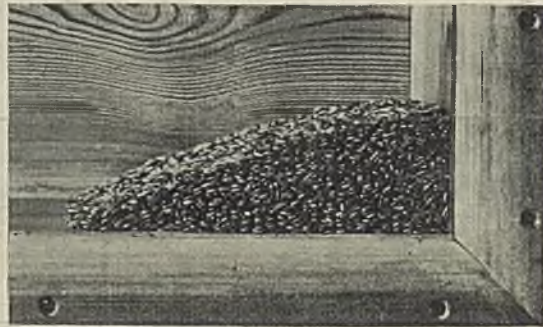


Abb. 10. Natürliche Böschung des Roggens nach starken Erschütterungen.



Abb. 11. Natürliche Böschung von ausgesiebtem Sand in Ruhelage (Korngröße 0,9 bis 1,2 mm).

ungefähr $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$. Es widerspricht diese Beobachtung der allgemein üblichen Annahme, daß der natürliche Böschungswinkel im Wasser erniedrigt wird, eine Annahme, die trotzdem auch in diesem Buche von mir zur Vorsicht empfohlen wird. Vielleicht hat die allgemeine Annahme ihren

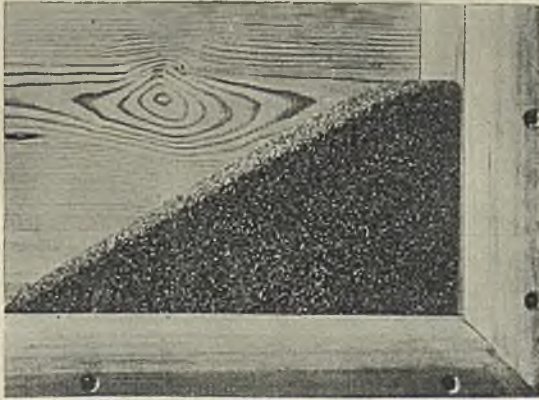


Abb. 12. Natürliche Böschung von ausgesiebttem Sand nach starken Erschütterungen (Korngröße 0,9 bis 1,2 mm).

Abb. 14 zeigt uns einen aus der Natur (Elbe) entnommenen und getrockneten Baggersand mit Korngrößen von 0,05 bis 5 mm. Der natürliche



Abb. 13. Natürliche Böschung von ausgesiebttem Sand unter Wasser. (Korngröße 0,9 bis 1,2 mm).

Grund darin, daß im Wasser das Gewicht des Kornes durch den Auftrieb stark verringert wird und daß der Sand nun erfahrungsmäßig besonders an der Oberfläche, wo er nicht belastet ist, durch geringe Wasserbewegung hin und her bewegt und in flachen Böschungen abgelagert wird. Bei größeren Tiefen ist jedenfalls die Gefahr der Reibungsverminderung durch ruhendes Wasser nicht so erheblich, wie meist angenommen wird.⁴⁾

Böschungswinkel beträgt hier ebenso wie beim gleichmäßigen, ausgesiebtten Sande $\varrho = \text{rd. } 32\frac{1}{2}^\circ$.

Grobes Sägemehl (Abb. 15) zeigt einen natürlichen Böschungswinkel $\varrho = 43^\circ$.

Reine, feine, staubförmig zerriebene und ausgesiebte trockene Tonerde läßt sich, wie Abb. 16 zeigt, bis zu einem Böschungswinkel $\varrho = \text{rd. } 45^\circ$ aufschütten.

Allerdings handelt es sich bei diesem Stoffe wohl nicht mehr um reine Reibung. Bei allen staubförmigen, trockenen Stoffen machen wir die Beobachtung, daß der natürliche

⁴⁾ Anders liegen die Verhältnisse natürlich, wenn bei wechselndem Wasserstande sich die Spannungen in dem Innern des Sand- oder Erdkörpers häufig ändern, ebenfalls dann, wenn die Bodenart durch das Wasser eine ganz andere Beschaffenheit annimmt wie z. B. stark lehmige oder tonhaltige Bodenarten.

Böschungswinkel nicht eindeutig zu bestimmen ist. Öfter gelingt es, solche Stoffe bis zu einer gewissen Höhe viel steiler abzugraben und auch aufzuschütten, bis dann schließlich größere Mengen ganz plötzlich abrutschen und nun eine ausnahmsweise flache Böschung bilden, die sich aber bei weiterem Aufschütten wieder steiler einstellt. Wir müssen zur Erklärung dieser Vorgänge schon annehmen, daß es sich nicht lediglich um Reibungskräfte handelt, welche diese staubförmigen Stoffe in der Böschungsneigung halten, sondern zum Teil um Kräfte, die wir oben als Kräfte der Haftung (Kohäsion) bezeichnet haben.

Abb. 17 zeigt die staubförmige Tonerde mit Abgrabungen und mit zum Teil steilerer, zum Teil flacherer Böschungsneigung.

Noch deutlicher zeigt sich das Verhalten bei feinerem Ton-schlamm unter Wasser, wie in Abb. 18 vorgeführt ist. Hier ist der feine Tonstaub ganz vorsichtig und allmählich an der rechten Seite des Glasgefäßes eingestreut. Er hat sich dabei gallertartig aufgelöst und langsam gesenkt und ist teilweise auf der sich nach und nach bildenden flachen Böschung nach links abgeglitten, teilweise auch durch die bei der Senkung entstehende, wenn auch noch so geringe Wasserströmung wolkenartig

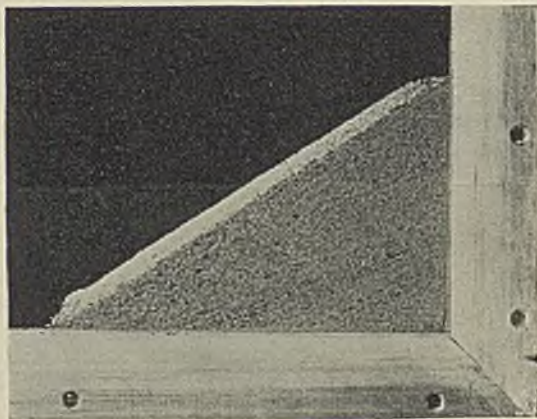


Abb. 14. Natürliche Böschung eines Baggersandes aus der Elbe (Korngröße 0,05 bis 5 mm) trocken.

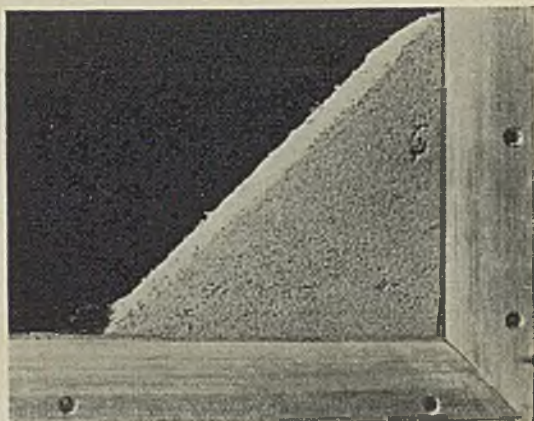


Abb. 15. Natürliche Böschung von grobem Sägemehl.

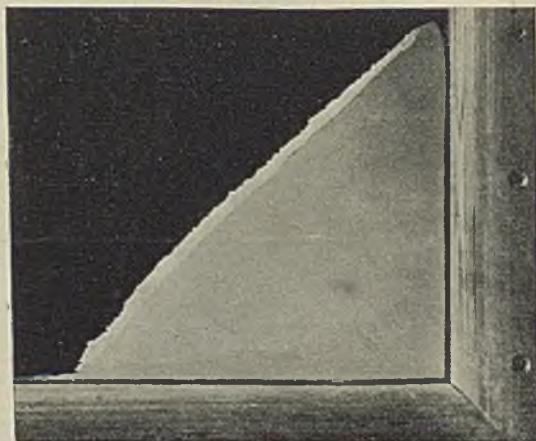


Abb. 16. Reine, staubartig zerriebene, trockene Tonerde, lose aufgeschüttet.

oder lavaartig nach links abgeflossen. Ein Teil des Staubpulvers hat sich anfangs überhaupt nicht gesenkt, sondern milchartig über das ganze Gefäß verteilt und erst nach ein bis zwei Tagen niedergeschlagen. Das Einstreuen ist stundenweise in einer Reihe von Tagen erfolgt, also sehr

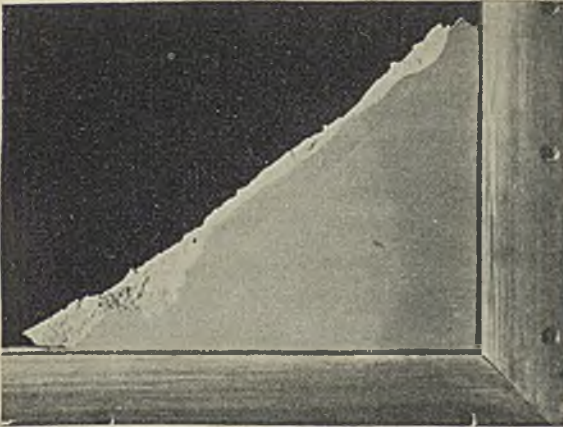


Abb. 17. Staubartige, trockene Tonerde mit steilen Abgrabungen.

in viel steilerer Böschung abgraben läßt. Der Grund für die Haltbarkeit steiler Böschungen bis zu gewissen Höhen liegt hier sicher nicht in der Eigenschaft der Reibung des Materials, sondern, wie bereits oben gesagt ist, in der Eigenschaft der Haftung. Das zeigt sich in dem vorliegenden



Abb. 18. Schlammige Ablagerung feiner Tonerde unter Wasser, einseitig vorsichtig eingestreut.

Die Böschung läßt sich um so steiler herstellen, je länger der Tonschlamm unter Wasser lagert. Auch selbst senkrechte Böschungen halten sich unter Wasser, wenn das Wasser in Ruhe bleibt, bei nicht zu großer Höhe dauernd.

Dies Vorhandensein der Haftfestigkeit in Bodenarten ist allgemein bekannt und braucht nicht erst besonders betont zu werden. Es ist bekannt,

langsam, um dem Tonschlamm Zeit zu lassen, sich im Wasser aufzulösen. Trotzdem es sich also um ganz wässerigen Tonschlamm handelt, hat sich doch noch eine Böschungneigung von etwa 15° gebildet.

Die Einbuchtung auf der linken Seite ist nachträglich mit einem Holzspan künstlich hergestellt, um darzutun, daß auch dieser wässerige feine Schlamm sich unter Umständen doch

Falle auch besonders dadurch, daß sich rundherum an den senkrechten Glas- und Holzwänden eine dünne Tonschicht angesetzt hatte, die erst vor der Bildaufnahme mit Holzspan abgerieben wurde und sich verhältnismäßig schnell zu Boden setzte.

Abb. 19 zeigt denselben feinen Tonschlamm unter Wasser künstlich in steilerer Böschung aufgeschichtet.

daß feuchter Sand und Gartenerde beim Umgraben fast stets in Schaufelblatt-höhe senkrecht stehen bleibt; es ist auch bekannt, daß sich fettere, lehmige und tonige Bodenarten je nach ihrem Feuchtigkeitsgrade bis zu mehreren Metern tief steil abgraben lassen, ohne abzurutschen. In ausgetrockneten Lehmsteinen führt man bei einiger Vorsicht hohe, oft sogar tragende Mauern innen und außen von Häusern aus. Die ausgenutzte Haftfestigkeit muß also unter Umständen recht beträchtlich sein können.

Aber gerade die weichen plastischen Bodenarten, wie weicher Ton und Klei usw., sind es gewesen, die in neuerer Zeit eine Prüfung der Grundlagen der Erd-druckberechnung gefordert haben und eine strengere Scheidung des Gleitwiderstandes in Reibung und Haftfestigkeit oder, was dasselbe ist, eine klarere Feststellung der Abhängigkeit des Gleitwiderstandes der Flächeneinheit von der Größe des Druckes notwendig machten.

Die Feststellung des Reibungswinkels durch die natürliche Böschung ist nur bei reinem, trockenem, nicht haftendem (kohäsionslosem) Sand mit einiger Genauigkeit möglich. Für alle anderen natürlichen Bodenarten, in denen mehr oder weniger Haftung auftritt, ist eine solche Feststellung ungenau und bedeutungslos.

Einiges über den Schubwiderstand der Böden.

Aus den zahlreichen bis jetzt mit den verschiedensten Böden durchgeführten Versuchen der Erdbauabteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau lassen sich folgende kurze Angaben machen. Es muß allerdings vorausgeschickt werden, daß es sich dabei immer um Auftragsversuche handelte. Zur systematischen Durchführung von Versuchsreihen fehlte es bis jetzt an Zeit und Arbeitskräften.

Für durchlässigen Sand oder Kies wurde, gleichgültig ob er naß oder trocken war, ein Reibungsbeiwert $\operatorname{tg} \varrho = 0,57$ bis $0,65$ gefunden, wobei gröberer Kies mehr zu der unteren Grenze neigte. Feinere Sande, selbst solche mit überwiegendem Gehalt an feinem Mehlsand ($0,05$ bis $0,01$ mm Durchm.), haben im Zustande des natürlichen Wassergehaltes (also ohne wesentliche Kohäsion) ähnliche Reibungswerte ($\operatorname{tg} \varrho = 0,55$ bis $0,62$).

Für die Größe des Reibungsbeiwertes und der Kohäsion bindiger Böden ist die Höhe des Wassergehaltes von ausschlaggebender Bedeutung. Im Zustande des natürlichen Wassergehaltes füllt das Wasser sämtliche Poren des

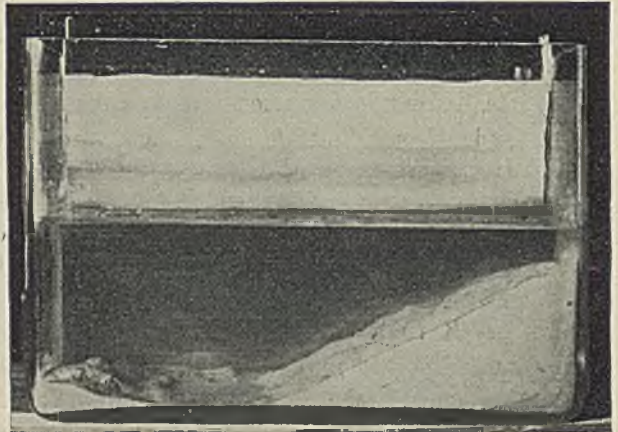


Abb. 19. Böschung von feinem Tonschlamm unter Wasser künstlich hergestellt.

Bodens, und die Spannung der Wasserteilchen ist nur von ihrer Lage unter dem Grundwasserspiegel abhängig. Die Bodenkörner stützen sich unabhängig vom Porenwasser gegeneinander ab. Jeder Druck auf den Boden wird nur von Bodenkorn zu Bodenkorn übertragen. Die Reibung zwischen den Bodenkörnern wächst also gleichmäßig mit dem Bodendruck. Schubwiderstandsversuche, die bei natürlichem Wassergehalt mit kohärenten oder bindigen Böden vorgenommen wurden, zeigten für Drücke $\nu > 0,3$ bis $0,5 \text{ kg/cm}^2$ eine gleichbleibende Kohäsion und mit dem Drucke zunehmenden Reibungswiderstand. Der Schubwiderstand entsprach der Formel:

$$\tau = \mu \cdot \nu + k_s.$$

Für Drücke $\nu < 0,3$ bis $0,5 \text{ kg/cm}^2$ nahm die Kohäsion stetig ab, um bei $\nu = 0$ gleichfalls den Wert 0 zu erreichen. Beim Vergleich der einzelnen Bodenarten untereinander zeigt sich folgendes. Bei trockenen Sanden ist bereits bei Korngrößen $< 0,1 \text{ mm}$ eine wenn auch schwache Kohäsion zu bemerken. Mit zunehmender Feinheit des Kornes steigt die Kohäsion und nimmt besonders bei tonigen Böden beträchtliche Werte an. Der Reibungsbeiwert μ nimmt dagegen mit zunehmender Feinheit des Kornes ab. Es wurden für Drücke $\nu > 0,3$ bis $0,5 \text{ kg/cm}^2$ gefunden:

für sandigen Lehm, Geschiebemergel, sandigen Klei oder sandigen Ton

$$\mu = 0,30 \text{ bis } 0,40$$

$$k_s = 0,01 \text{ bis } 0,03 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} 0,1 \text{ bis } 0,3 \text{ t/m}^2 \text{);}$$

für fetten Lehm, fetten Klei und mittleren Ton

$$\mu = 0,30 \text{ bis } 0,50$$

$$k_s = 0,03 \text{ bis } 0,06 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} 0,3 \text{ bis } 0,6 \text{ t/m}^2 \text{);}$$

für fetten Ton

$$\mu = 0,20 \text{ bis } 0,30$$

$$k_s = 0,06 \text{ bis } 0,12 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} 0,6 \text{ bis } 1,2 \text{ t/m}^2 \text{).}$$

In einzelnen Fällen wurden μ -Werte bis 0,16 festgestellt.

Wird ein bindiger, schwer durchlässiger, mit Wasser gesättigter Boden plötzlich belastet, so strebt er danach, sich zu verdichten. Die dichte Lagerung der Bodenteilchen und Verengung der Poren wird zunächst durch das Wasser verhindert. Der Boden besitzt daher für den neuen Belastungszustand zu viel Wasser, sein Wassergehalt liegt über dem natürlichen. Die einzelnen Körner sind jetzt nicht nur unter sich, sondern auch gegen das Porenwasser abgestützt, das so einen Teil des Druckes aufnimmt und unter diesem Drucke langsam aus den Poren abfließt. Die Reibung zwischen den Bodenkörnern, die die innere Bodenreibung bedingt, wächst dann nicht mehr in demselben Verhältnis mit dem Drucke wie beim natürlichen Wassergehalt, sondern das Verhältnis $\frac{\tau}{\nu}$ wird erheblich kleiner. Der Wert 0,06 für $\frac{\tau}{\nu}$ wurde beobachtet. Ist p die Spannung des Porenwassers und ν der übertragene Druck, so ist der Schubwiderstand:

$$\tau = \mu(\nu - p) + k_s,$$

wenn μ und K_s für den Zustand des natürlichen Wassergehaltes gelten. Mit dem allmählichen Abfluß des Porenwassers wird dieses langsam entspannt. Die Bewegung der Bodenkörner kommt zur Ruhe. Sie stützen sich wieder gegeneinander ab, übertragen den vollen Druck und erzeugen die entsprechende Reibung. Der Zustand des natürlichen Wassergehaltes ist damit wieder erreicht.

Bei einer Entlastung des Bodens, wie sie z. B. in früheren Erdperioden in großem Umfange durch das Abschmelzen des Inlandeises erfolgt ist, werden die Bodenschichten, soweit sie unter dem Grundwasserstande liegen, durch elastisches Ausdehnen wie ein Schwamm Wasser aufnehmen. Diese Volumenvermehrung wird sich zunächst nur auf die Rückbildung des elastischen Teiles der Bodenverdichtung erstrecken und sehr schnell erfolgen. Sie wird weiterhin langsam zunehmen durch das Quellen etwaiger kolloidaler Bestandteile des Bodens. Es wird aber für die meisten Böden bei der Rückbildung nicht wieder der Grad der Dichte in der Lagerung der Bodenteilchen erreicht werden, den sie vor der Belastung besaßen. Es sei denn, daß sie in früherer Zeit schon einmal stärker belastet waren und bei einer späteren Belastung die bleibende Verdichtung gegenüber der elastischen Verdichtung nur gering war. Als Maß der Verdichtung ist die Kenntnis der Porenziffer, das ist das Verhältnis des Porenvolumens zum Volumen der festen Masse, für die Beurteilung gewachsener Böden von großer Bedeutung. Böden, die hygroskopisch Wasser aufnehmen, z. B. kolloidhaltige Böden, können allerdings durch verhältnismäßig schnelle Wasseraufnahme die zunächst vorhandene dichte Lagerung und scheinbare Kohäsion bald verlieren. Man wird, um den Schubwiderstand eines entlasteten Bodens festzustellen, zweckmäßig den gewachsenen Boden untersuchen, oder bei gestörtem Boden die Probe vorher so zusammenpressen, daß sie die Porenziffer erhält, die am gewachsenen Boden festgestellt wurde. Der Boden hat im entlasteten Zustande einen geringeren als den natürlichen Wassergehalt, da sein Porenvolumen nicht dem augenblicklichen Belastungszustande, sondern einer früheren stärkeren Belastung entspricht. Das Porenwasser besitzt die Druckverhältnisse, wie sie dem Zustande des ruhenden oder des fließenden Grundwassers entsprechen. Der stärkere Schubwiderstand, den der Boden gegenüber dem Zustande des natürlichen Wassergehaltes besitzt, beruht in diesem Falle nicht auf einer Wirkung des Wassers, sondern auf der dichten Lagerung, welche die Bodenteilchen durch die vorangegangene Belastung und Verdichtung erfahren haben.

Bei der Entlastung von Bodenschichten, die unter dem Grundwasserspiegel liegen, verzögert das Wasser lediglich die Dehnungsbewegung des Bodens durch den Widerstand, den es in den Bodensporen beim Hineinziehen in die sich ausdehnende Bodenschicht findet. Nur, wo es ein Quellen der Bodenkolloide hervorruft, unterstützt es sie. Anders ist der Einfluß des Wassers in den bindigen Bodenschichten, die an ihrer Oberfläche mit der Luft in Berührung stehen. Hier werden schon durch den Austrocknungsvorgang zeitweise Kapillarspannungen in der Bodenoberfläche hervorgerufen,

die eine Verdichtung des Bodens bewirken. Wird ein solcher Boden durch Belasten verdichtet und sein Gehalt an Wasser damit verringert, so geht dabei ein Teil des Wassers, soweit es an der Oberfläche austritt, durch Verdunstung verloren. Bei einer Entlastung des Bodens wird das Porenwasser tiefer in die Poren hineingezogen, und es entstehen verstärkte Kapillarspannungen in der Bodenoberfläche. Sie führen zur Bildung einer Kruste, in der der Schubwiderstand in seiner Größe kaum von der derzeitigen Belastung abhängt und wesentlich hervorgerufen wird durch die Zusammensetzung der obersten Bodenschicht infolge der Kapillarkräfte. Ein Überfluten des Geländes löst zwar diese Kapillarspannungen und bewirkt ein elastisches Ausdehnen und unter Umständen Quellen des Bodens. Es bleibt aber fast immer eine Vermehrung des Schubwiderstandes, welcher mit der bleibenden Verdichtung des Bodens zusammenhängt.

Böden, deren Wassergehalt unter dem natürlichen liegt, besitzen daher stets eine je nach dem Grad der vorangegangenen Verdichtung mehr oder weniger starke Kohäsion, und der von der Belastung abhängige Teil des Schubwiderstandes nimmt nicht in demselben Verhältnis zu wie bei dem gleichen Boden, wenn er sich im Zustande des natürlichen Wassergehaltes befindet. Es liegt das daran, daß die Lagerung der Bodenteile im ersteren Falle wegen der vorangegangenen stärkeren Belastung fester ist und diese Festigkeit bei erneuter Belastung nicht in dem Maße zunimmt wie bei einem vorher noch nicht belastet gewesenen Boden. Man nennt die bei Böden im Zustande des natürlichen Wassergehaltes auftretende Kohäsion die echte Kohäsion im Gegensatz zu der scheinbaren Kohäsion, wie sie bei Böden auftritt, deren Wassergehalt über oder unter dem natürlichen liegt. Im ersteren Falle sinkt die scheinbare Kohäsion (die Erscheinung, daß ein erheblicher Teil des Schubwiderstandes bei zunehmender Belastung des Bodens von dieser Belastung unabhängig, also konstant bleibt) allmählich bis zur Größe der echten Kohäsion herab, und der gesamte Schubwiderstand ist während dieses Vorganges geringer als der Schubwiderstand bei natürlichem Wassergehalt. Im zweiten Falle bleibt meistens ein erheblicher Teil der scheinbaren Kohäsion bestehen. Mit zunehmender Belastung ist der gesamte Schubwiderstand größer als der Schubwiderstand bei natürlichem Wassergehalt. Erst wenn die Belastungsstufe erreicht ist, bei welcher der Boden so verdichtet wird, daß das in ihm enthaltene Wasser gerade alle Hohlräume füllt und damit für den Boden der natürliche Wassergehalt erreicht ist, fällt seine Schubwiderstandskurve von diesem Zeitpunkt an mit der des natürlichen Wassergehaltes zusammen. Erfolgt im weiteren Verlauf der Untersuchung die Belastungszunahme schneller, als das Porenwasser abfließen kann, so erhält das Porenwasser Überdruck, und die Schubwiderstandskurve sinkt unter die des natürlichen Wassergehaltes. Der Wassergehalt des Bodens liegt dann über dem natürlichen.

Es ist meistens nicht möglich, ohne irgendeine Untersuchung für einen tonhaltigen Boden den Schubwiderstand anzugeben. In vielen Fällen wird eine sorgfältig durchgeführte Schlämmanalyse schon Anhaltspunkte für

die Beurteilung geben. Handelt es sich um gewachsene Böden, deren Schubwiderstand z. B. bei Einschnittböschungen oder bei Spundwänden zu bestimmen ist, so ist die Ermittlung des in den zu untersuchenden Bodenschichten wirklich vorhandenen Wassergehaltes sehr wichtig. Es ist bei Böschungen z. B. sehr wohl möglich, daß ein gleichmäßiger dichter Ton ständig in einer wesentlich steileren Böschung steht, als sein Schubwiderstand im Zustand des natürlichen Wassergehaltes zulassen würde. Es ist das nur ein Zeichen, daß sein Wassergehalt unter dem natürlichen liegt und daß deshalb in ihm z. B. wesentliche Kapillarkräfte wirksam sind. Ein Lösen dieser Kapillarkräfte durch Wasseraufnahme und damit verbundenes Schwellen des Bodens geht wegen dessen geringer Wasserdurchlässigkeit und wegen der an seiner Oberfläche wirkenden Verdunstung meist nur außerordentlich langsam vor sich. Wird nun an irgendeiner Stelle der Vorgang der Wasseraufnahme durch besondere Verhältnisse beschleunigt, z. B. durch wasserführende Sandschichten, so sinkt mit dem steigenden Wassergehalt der Schubwiderstand im Toninnern, bis er in irgendeiner Fläche die dort vorhandene Schubkraft unterschreitet. Es entstehen dann merkliche Verschiebungen, die bei kohärenten Böden im Bereich der Oberfläche zu Rissen führen. Durch diese Risse findet jetzt das Wasser von der Oberfläche weitere Wege in das Innere des Tones, wird von diesem begierig aufgenommen und führt durch weiteres Lösen von Kapillarspannungen und durch Quellen kolloidaler Teilchen zum fortschreitenden Sinken des Schubwiderstandes und zu weiteren Rutschungen und Rissebildungen. Das in den Rissen auftretende Quellen des Tones trägt zur Beschleunigung der Zerstörungen im Tonkörper erheblich bei.

Diese in den Fachschriften der letzten Zeit oft erörterten Vorgänge sind hier kurz wiedergegeben, um zu zeigen, welchen wesentlichen Einfluß eine Änderung des Wassergehaltes auf die Standfestigkeit tonhaltiger Böden haben kann.

C. Erdspannungen.

1. Natürlicher Erddruck im unberührten Erdkörper.

Würden sich die Bodenarten, wie es sehr wohl möglich ist, in horizontalen Schichten absetzen und vollkommen reibungslos aufbauen, dann würde in jeder beliebigen Tiefe h der Druck wie in einer Flüssigkeit allseitig $p = \gamma \cdot h$ sein. Nun sind die meisten Bodenarten, soweit sie nicht unmittelbar aus dem flüssigen Zustande erstarrt sind, aus dem Wasser abgelagert, und zwar gerade hauptsächlich diejenigen Bodenarten, welche nach der oben gegebenen Begriffserklärung für den Erddruck in Betracht kommen. Wenn damit auch, wie die Abb. 18 erkennen läßt, noch kein vollkommen reibungs- (bezw. schubkraft-) loser Aufbau gewährleistet ist, so können wir doch damit rechnen, daß bei dem ersten Aufbau der Erdarten verhältnismäßig sehr geringe Schubkräfte in ihnen entstanden sind, und daß diese Schubkräfte auch nachträglich noch im Laufe der Jahrtausende durch eindringendes Wasser, Erschütterungen der Erdrinde, Wärmeschwankungen usw.

weiter verringert sind. Der im unberührten Erdkörper in seinem natürlichen Zustande vorhandene Druck wird daher mit der größten Wahrscheinlichkeit nach allen Richtungen angenähert gleich groß anzunehmen sein, und zwar $=\gamma \cdot h$, wenn h die Tiefe des untersuchten Punktes unter der horizontal angenommenen Erdoberfläche ist.

Von diesem anfangs stets als vorhanden anzusehenden „natürlichen Erddruck“ können wir ausgehen, wenn wir uns die im Erdkörper wirklich vorhandenen Spannungen klarmachen wollen. Durch nachträgliches Belasten mit anderen übergelagerten Bodenschichten, durch geologisches Aufkanten und Verwerfen ursprünglich wagerechter, ebener Schichten werden die Spannungen selbstverständlich in einer Weise geändert sein, die wir nicht übersehen können. Immerhin müssen wir aber bei den für unsere Bauten in Betracht kommenden oberen Bodenschichten in einigermaßen ebener unberührter Lage mit einer vorhandenen Spannung rechnen, die im Mittel etwa gleich dem natürlichen Erddruck $=\gamma \cdot h$ ist.

Im reibungslos entstandenen unberührten Erdkörper mit wagerechter Oberfläche ist der „natürliche“ Erddruck auf jede beliebige Fläche (wie beim Wasserdruck) senkrecht anzunehmen, und zwar $=\gamma \cdot h \cdot f$ (Einheitsgewicht \times Druckhöhe \times Fläche). Der Druck auf eine bis zur Erdoberfläche reichende senkrechte Wand ist dann für die Längeneinheit $=\gamma \cdot \frac{h^2}{2}$.

Die Möglichkeit und Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Schubspannungen im unberührten Erdkörper mit wagerechter Oberfläche ist nur dann gegeben, wenn er nicht reibungslos aufgebaut ist; wenn beispielsweise die unteren Schichten schon fest (erstarrt) waren, als sich weitere neue Schichten darüber bildeten.

Bei einem so entstanden gedachten festen Erdkörper würden die senkrechten Spannungen auch gleich der Auflast ($=\gamma \cdot h$) sein; die wagerechten Spannungen würden aber nur (entsprechend den geringeren Querdehnungen) $\frac{1}{m}$ dieser Spannungen ($=\frac{1}{m} \gamma \cdot h$) betragen. Aus der dadurch gegebenen Spannungsellipse (Ellipsoid) mit der senkrechten Hauptachse $=2 \cdot \gamma \cdot h$ und der wagerechten Hauptachse $\frac{1}{m} \cdot 2 \cdot \gamma \cdot h$ können wir Größe und Richtung des Druckes auf jedes beliebig gerichtete Flächenelement feststellen (siehe später S. 32). Der größte Neigungswinkel der Spannung gegen die Flächensenkrechte beträgt dann (siehe später Gl. 16 S. 33) $\operatorname{tg} \varrho = \sqrt{m} \cdot \frac{m-1}{2m}$.

Für Eisen (also sehr festes Material) beträgt m etwa 3 bis $3\frac{1}{2}$. Daraus würde sich der größte Neigungswinkel ϱ der Spannung zu etwa 30 bis 34° errechnen (vergl. auch Tabelle 2, S. 45). Man sieht, daß die Entstehung von Schubkräften nicht etwa von dem Zustande der „losen Massen“ abhängig ist. Für lose durch Wasser aufgeschichtetes Material werden sich aber wahrscheinlich die Verhältnisse noch mehr dem oben besprochenen Zustande des reibungslos entstandenen Erdkörpers nähern.

Bei geneigter Oberfläche ist meistens schon eine Änderung des ursprünglichen Zustandes eingetreten durch Aufkanten des ganzen Erdkörpers um den Winkel φ . Wir können aber die Größe und Richtung der im Innern des Erdkörpers herrschenden Kräfte aus dem ursprünglichen Zustande angenähert ableiten.

Führen wir, wie es bei der Theorie des unendlichen Erdkörpers geschieht, die parallel zur Oberfläche auftretenden Schubkräfte für die Flächeneinheit $= \gamma \cdot h \cdot \sin \varphi$ ein, so ergibt sich die Schubkraft in der senkrecht zur Oberfläche stehenden Ebene (durch Momentenrechnung, Abb. 20b) ebenso groß $= \gamma \cdot h \cdot \sin \varphi$ bzw. auf die ganze Höhe $h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \sin \varphi$; und daraus können wir die Größe und Richtung des Erddruckes auf diese senkrecht zur Oberfläche stehende Ebene $= E_1$ und weiter durch Zusammensetzung mit dem dreieckigen Erdprisma ABC (Abb. 20a) auch auf die lotrechte Ebene $BC = E_2$ errechnen. Der letztere ergibt sich zu $\frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot (1 - \sin \varphi \cdot \operatorname{tg} \varphi)$, und zwar ist er parallel zur Oberfläche.

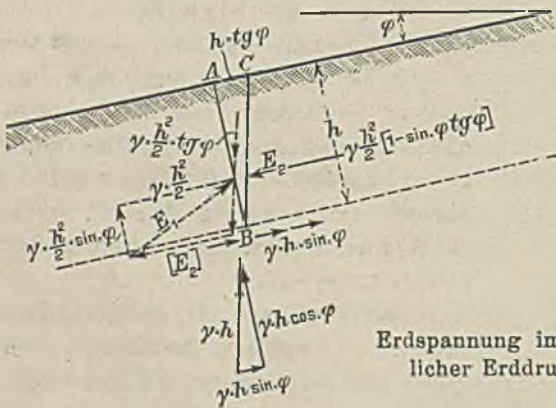


Abb. 20a.

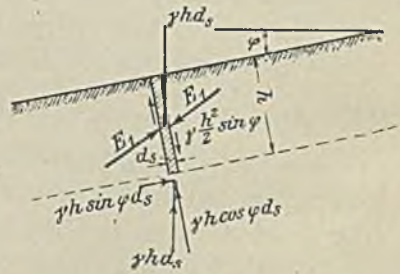


Abb. 20b.

Erdspannung im unberührten Erdkörper (natürlicher Erddruck) bei geneigter Oberfläche.

Vernachlässigt ist dabei der Umstand, daß infolge Änderung der Normalkraft in den zur Oberfläche parallelen Ebenen um $\gamma \cdot h \cdot (1 - \cos \varphi)$ sich auch die Spannung in der zu dieser senkrechten Ebene um $\frac{1}{m} \cdot \gamma \cdot h \cdot (1 - \cos \varphi)$ ändern muß. Der genauere Wert des Erddruckes auf eine senkrechte Fläche würde demnach lauten:

$$E_2 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \left[1 - \frac{1}{m} \cdot (1 - \cos \varphi) \right] \cdot (1 - \sin \varphi \cdot \operatorname{tg} \varphi) \quad . \quad . \quad 4$$

Beide Faktoren von $\frac{\gamma \cdot h^2}{2}$ können bei den überhaupt nur als Näherungsrechnung anzusehenden Erddruckaufgaben in den meisten Fällen angenähert $= 1$ gesetzt werden, und es ergibt sich der Schluß:

Im ruhenden, unberührten Erdkörper mit geneigter Oberfläche ist der natürliche Erddruck auf eine senkrechte Wand

parallel zur Oberfläche gerichtet, und zwar etwas kleiner als $\frac{\gamma \cdot h^2}{2}$ (unter h den kürzesten Abstand von der Oberfläche verstanden).

Genauer können wir uns auch hier aus den beiden ermittelten Erddrücken sowohl für reibungslos aufgeschichteten wie für fest aufgebauten Erdkörper die ganze Spannungsellipse (Ellipsoid) zeichnen und die Hauptachsen mit dem Winkel $= 90^\circ$ ebenso wie die Durchmesser mit dem kleinsten Winkel ρ ermitteln.

Die Ellipse ist gegen die Senkrechte geneigt (s. Abb. 21 und vergl. Abschnitt 2, S. 29 u. f.)

Diese Werte und Richtungen gelten aber nicht mehr, sobald durch künstliche Eingriffe Veränderungen hervorgerufen werden.

Bei irgendwelchen künstlichen Eingriffen ändern wir diese Spannung des natürlichen Erddruckes an der Stelle des Eingriffes und damit auch

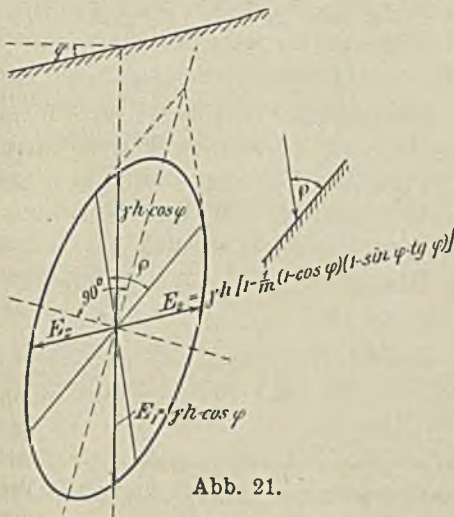


Abb. 21.

Spannungsellipse des natürlichen Erddruckes bei geneigter Erdoberfläche.

in der Nähe des Eingriffes; und zwar können wir die Spannung verringern und auch vergrößern. Wenn wir beispielsweise die Erde in irgend einer Böschung einseitig abgraben, in der die Erde noch steht, die also nicht steiler als die natürliche Böschung sein darf, dann ist der Druck auf diese Böschungsfäche zweifellos $= 0$ geworden (bezw. gleich dem Luftdruck). Damit braucht aber der Druck auf eine Fläche, welche die Böschung schneidet, noch nicht $= 0$ geworden zu sein.

Ebenso können wir, wenn wir diese Böschung künstlich belasten, einen Druck auf sie ausüben, welcher größer ist als die ursprüngliche Spannung des „natürlichen Erddruckes“.

Ein Fall dieser Art, der im Baubetrieb öfter vorkommt, ist die Pfahlrammung. Beim Rammen der Pfähle und Spundwände ohne Spülung muß der verdrängte Boden seitlich ausweichen und zusammengepreßt werden; die natürliche Erd(druck)spannung wird dadurch ohne Frage vergrößert, und durch die vermehrte seitliche Pressung wird die Reibung und der Rammwiderstand erhöht. Ob es allerdings zulässig ist, diesen beim Einrammen vorhandenen erhöhten Widerstand auch für die dauernde (zulässige) Tragfähigkeit in Rechnung zu stellen, das ist eine Frage, die nicht ohne weiteres zu bejahen ist. Dagegen kann die ursprünglich vorhandene natürliche Spannung in den meisten Fällen ohne Gefahr in Rechnung gestellt werden.⁵⁾

⁵⁾ Ausgenommen sind natürlich die Fälle, in denen die Spannung, wie z. B. durch vorheriges Einspülen, ganz oder zum Teil beseitigt worden ist, oder bei Bauteilen, die durch ihre Form (Verbreiterung nach unten) ein selbsttätiges Ent-

Jedenfalls sehen wir aus diesen Beispielen, daß die in der Erde hinter oder an einem Bauwerk wirklich vorhandene Spannung die verschiedensten Werte haben kann; und zwar kann sie je nach der Art des Eingriffes ebensowohl größer wie auch kleiner sein als der natürliche Erddruck $\gamma \cdot h$, und sie kann außerdem an derselben Stelle auf verschieden geneigte Flächen in Größe und Richtung ganz verschieden wirken.

Eine genaue Feststellung der Größe und Richtung der Spannungen an einer durch ein Bauwerk oder durch Bauarbeiten beeinflussten Stelle lediglich aus der Tiefe unter der Erdoberfläche ist allgemein nicht möglich. Wohl aber können wir aus der Art des Eingriffes in den natürlichen Zustand und der Herstellungsweise des Bauwerkes sowie aus den infolge der Erdspannungen (oder Erddruckkräfte) zu erwartenden kleinen elastischen oder bleibenden Formänderungen und Bewegungen des Bauwerkes oder seiner Teile und des benachbarten Erdkörpers gewisse Schlüsse auf die Richtungen der Erdspannungen an bestimmten Stellen ziehen, besonders kurz vor dem Bruche, d. h. für die Grenzfälle des aktiven und passiven Erddruckes, wenn auch nicht überall im einzelnen, so doch in ihrer Gesamtwirkung.

Außerdem können wir, wie aus der Festigkeitslehre bekannt ist, sobald für einen Punkt die Spannungen dreier beliebig gerichteter Ebenen nach Größe und Richtung bestimmt sind, alle anderen Spannungen für alle beliebigen Flächenneigungen in diesem Punkt ermitteln. Für die meist zweidimensionalen Aufgaben des Erddruckes genügen zwei Spannungen. Wir werden uns daher auch im folgenden hauptsächlich auf die Behandlung dieser letzteren Fälle beschränken.

Die vielfach in der Literatur auftretende Behauptung, daß es sich bei losen Erdmassen ohne Kohäsion grundsätzlich um ganz andere Verhältnisse und Eigenschaften handle als bei festen Körpern, ist irrig. Der einzige Unterschied zwischen ihnen besteht darin, daß bei loser Erde und Sand ohne Haftung Zugspannungen nicht⁶⁾ aufgenommen werden und daß die Schubspannungen in keiner Richtung die Reibung überschreiten können. Im übrigen aber, solange keine Bewegung eintritt, also innerhalb der Grenzen des aktiven und passiven Erddruckes und zum Teil einschließlich dieser Grenzfälle, ist ein wesentlicher Unterschied gegenüber festen Körpern nicht vorhanden. Für die elastischen Formänderungen ist es ziemlich gleichgültig, ob ein betrachteter Körperteil aus unendlich kleinen oder endlichen kleinen Teilchen besteht, die sich irgendwie berühren. Auch bei festen Körpern sind je nach der Herstellung verschiedene Anfangsspannungen vorhanden, und auch bei ihnen sind die Spannungen im ganzen Körper durchaus nicht gleichmäßig, weder die Hauptspannungen noch die Schubspannungen. Wir

spannen des benachbarten Bodens beim Einsinken verursachen. In diesen Fällen kann die Spannung erheblich heruntersetzt werden, zum Teil bis auf Null; und es ist unwahrscheinlich, daß sie überhaupt jemals wieder die Größe des natürlichen Erddruckes ($= \gamma \cdot h$) erreicht.

⁶⁾ Bei haftenden Bodenarten darf die Zugspannung nur einen gewissen Betrag nicht überschreiten. Die Übereinstimmung mit festen Körpern ist also bei ihnen noch größer.

können daher die an festen Körpern gewonnenen Ergebnisse auch mit geringen Einschränkungen und Veränderungen auf lose Massen übertragen.

Wenn wir für die Grenzfälle dann die Bedingung aufstellen, daß an keiner Stelle die Schubkräfte die größtmöglichen Schubwiderstände der Reibung (und der Haftfestigkeit) überschreiten dürfen, dann können wir auch gewisse Schlüsse ziehen für die beim Bruch auftretende Spannungsverteilung (wenn die größten Schubkräfte erreicht werden) und für die Beurteilung der Grenzwerte des aktiven und passiven Erddruckes selbst.

2. Die Spannungsellipse.

Die Untersuchung der Spannungsverteilung an einem Punkte eines Stoffes in der Lehre der Mechanik fester Stoffe macht keine Einschränkung über die Art der Stoffe. Die Ergebnisse müssen daher auch für Erdmassen stimmen, solange keine Bewegung zwischen den einzelnen Teilen der Erdmasse eintritt, d. h. also bis an die Grenzen des aktiven und passiven Erddruckes und damit auch noch für diese Zustände. Gelangen wir mit unseren Annahmen zu Ergebnissen, welche einer solchen wissenschaftlich nachweisbaren Spannungsverteilung widersprechen, so sind die Annahmen unrichtig oder mindestens ungenau. Wir müssen uns daher vor dem Eingehen auf die praktische Behandlung der Frage des Erddruckes eingehend mit dieser Spannungsverteilung beschäftigen, damit wir falsche Annahmen, wie sie in der Praxis öfter gemacht werden, als solche erkennen und vermeiden können.

In Abb. 22 sei ein sehr kleines dreieckiges rechtwinkliges Prisma dargestellt mit den (unendlich) kleinen Seitenflächen dx , dy (Katheten) und ds (Hypotenuse). Auf diese Seitenflächen mögen die (beliebig angenommenen)

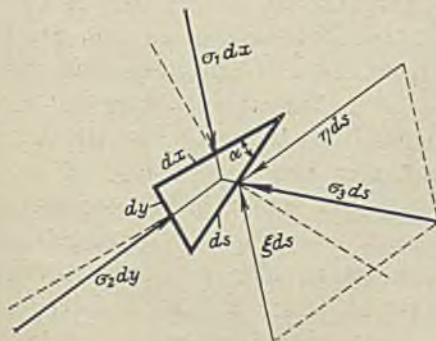


Abb. 22.

Kräftegleichgewicht an einem kleinen rechtwinklig dreieckigen Erdprisma bei beliebiger Richtung der Spannungen.

Spannungen $\sigma_1 \cdot dx$, $\sigma_2 \cdot dy$ und $\sigma_3 \cdot ds$ wirken, die aber im Gleichgewicht sein müssen. Zerlegen wir nun $\sigma_3 \cdot ds$ nach den Richtungen von σ_1 und σ_2 in die Komponenten $\xi \cdot ds$ und ηds , dann muß sein

$$\sigma_1 \cdot dx = \xi \cdot ds \text{ und}$$

$$\sigma_2 \cdot dy = \eta \cdot ds \text{ und da}$$

$$dx = ds \cdot \cos \alpha$$

$$dy = ds \cdot \sin \alpha \text{ ist (s. Abb. 22),}$$

so ist $\cos \alpha = \frac{\xi}{\sigma_1}$ und $\sin \alpha = \frac{\eta}{\sigma_2}$ und

daraus ergibt sich:

$$\left(\frac{\xi}{\sigma_1}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{\sigma_2}\right)^2 = 1 \quad . \quad . \quad 5)$$

Das ist, da σ_1 und σ_2 Festwerte sind, für ξ und η die Gleichung einer Ellipse, bezogen auf ein schiefwinkliges Koordinatensystem nach den Richtungen von σ_1 und σ_2 .

Stellt man die Spannungen σ_3 für alle möglichen Lagen der Fläche ds , d. h. für alle möglichen Werte des Winkels α an einer bestimmten Stelle eines Körpers in der Weise dar, daß man sie von einem Punkte nach Größe und Richtung als gerade Strecken aufträgt, dann liegen die Endpunkte aller dieser Strecken auf einer Ellipse, für die σ_1 und σ_2 konjugierte Durchmesser sind. Dies ist die Spannungsellipse. Sie gibt uns eine klare Vorstellung von dem Gesetze, nach dem sich die Spannung mit der Drehung der untersuchten Fläche an einem Punkte ändert. Die Ergebnisse der Ableitung sind an keine Voraussetzungen gebunden; sie sind daher allgemein gültig.

Bei der Untersuchung nach drei Dimensionen ergibt sich ein Spannungsellipsoid.

Die beiden Halbachsen der Spannungsellipse, welche die größte und kleinste Spannung angeben, nennt man die Hauptspannungen. Die Hauptspannungen stehen aufeinander senkrecht. Da die Flächen, auf welche die Hauptspannungen wirken (zu denen sie gehören), gegen die Richtung der Spannungen eine symmetrische Lage haben müssen, so stehen die Hauptspannungen zugleich senkrecht zu den Flächen; und umgekehrt die von den Hauptspannungen angegriffenen Flächen stehen auch senkrecht zueinander. In ihnen treten keine Schubspannungen auf.

Auf je zwei beliebige, zueinander senkrecht stehende Flächen wirken Spannungen, die nach Gl. 5 konjugierte Durchmesser der Spannungsellipse sind.

a) Die Bestimmung der Richtung und Größe der Hauptspannungen aus der Spannung zweier beliebiger zueinander senkrechter Flächen.

In Abb. 23 sei ein kleines rechtwinkliges dreieckiges Prisma in ähnlicher Weise wie in Abb. 22 dargestellt, aber so, daß die Spannung der unter dem Winkel α gegen dx geneigten Fläche ds eine Hauptspannung q ist, also senkrecht zu ds gerichtet ist. Die Spannungen in den beiden zueinander senkrechten Flächen dx und dy , welche mit ds den α bzw. $(90 - \alpha)$ einschließen, σ_1 und σ_2 , seien nach Größe und Richtung bekannt, d. h. also ebenfalls ihre beiden Komponenten, die Normalspannungen ν_1 und ν_2 und die Schubspannungen τ_1 und τ_2 .

Da sich die Kräfte $\nu_1 \cdot dx$, $\nu_2 \cdot dy$ und $q \cdot ds$, weil sie durch die Mitte der Seiten gehen, in einem Punkte, in der Mitte von ds schneiden, so besteht für τ_1 und τ_2 die Momentengleichung

$$\tau_1 \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} = \tau_2 \cdot dy \cdot \frac{dx}{2}$$

oder allgemein

$$\tau_1 = \tau_2 (= \tau) \quad . \quad . \quad . \quad 6)$$

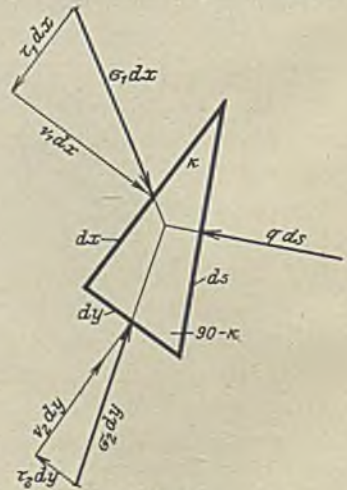


Abb. 23.

Kräftegleichgewicht an einem kleinen rechtwinklig dreieckigen Erdprisma, wenn auf die Hypotenuse eine Hauptspannung wirkt.

Die **Schubspannungen** an einem beliebigen Punkte sind in zwei sich senkrecht schneidenden Flächen **stets gleich**.

Für die Normalspannungen (nach den Richtungen von dx und dy zerlegt) bestehen die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} q \cdot ds \cdot \cos x - \nu_1 \cdot ds \cdot \cos x + \tau \cdot ds \cdot \sin x &= 0 \\ q \cdot ds \cdot \sin x - \nu_2 \cdot ds \cdot \sin x + \tau \cdot ds \cdot \cos x &= 0 \end{aligned} \right\} \dots 7)$$

$$\operatorname{tg} x = -\frac{q - \nu_1}{\tau} = -\frac{\tau}{q - \nu_2} \dots 8)$$

und $q^2 - q(\nu_1 + \nu_2) + \nu_1 \cdot \nu_2 - \tau^2 = 0 \dots 9)$

Daraus ergibt sich die eine Wurzel

$$q_1 = \frac{\nu_1 + \nu_2}{2} - \sqrt{\frac{(\nu_1 - \nu_2)^2}{4} + \tau^2} \dots 10a)$$

als kleine Achse der Spannungsellipse und die andere Wurzel

$$q_2 (= p) = \frac{\nu_1 + \nu_2}{2} + \sqrt{\frac{(\nu_1 - \nu_2)^2}{4} + \tau^2} \dots 10b)$$

als große Achse der Spannungsellipse.

Außerdem ergibt sich

$$p + q = \nu_1 + \nu_2 \dots 11)$$

d. h. die Summe der Normalspannungen auf zwei zueinander senkrechte Flächen ist in jedem Punkte für beliebige Drehung der Flächen immer gleich groß, nämlich gleich der Summe der Hauptspannungen $p + q$.

Gl. 8 vereinfacht sich, wenn man Gl. 7 mit $\sin x$ bzw. $\cos x$ multipliziert und beide Reihen voneinander abzieht, es ergibt sich dann

$$\tau \cdot \frac{\cos^2 x - \sin^2 x}{\sin x \cdot \cos x} = \nu_2 - \nu_1 = 2 \cdot \tau \cdot \operatorname{ctg} 2x \text{ oder}$$

$$\operatorname{tg} 2x = \frac{2\tau}{\nu_2 - \nu_1} \dots 12)$$

Durch Gl. 10a u. b und 12 sind die Hauptspannungen nach Größe und Richtung bestimmt.

Es gibt an jeder Stelle immer zwei (räumlich drei) zueinander senkrechte Flächenrichtungen, zu denen die auf sie wirkenden Spannungen senkrecht stehen. Diese Spannungen sind die Hauptspannungen. Die Hauptspannungen p und q sind im allgemeinen nicht gleich groß. Ihr Verhältnis $p/q = n$ hängt von der Größe der höchsten auftretenden Schubkraft ab, bzw. bedingt diese. Alle anderen (andersgerichteten) Flächen werden durch Spannungen belastet, welche nicht senkrecht zu ihnen stehen. Nur dann, wenn keine Reibung vorhanden ist und auch sonst keine Schubspannungen auftreten können, wie z. B. im ruhenden Wasser, stehen die Spannungen senkrecht zu jeder beliebigen Fläche und sind nach jeder beliebigen Richtung gleich groß. Die Spannungsellipse wird zum Kreis (bzw. räumlich zur Kugel). Das Verhältnis der Hauptspannungen $n = p/q$ wird $= 1$.

In allen anderen Fällen ist das Verhältnis $p/q = n$ größer als 1. Die Neigung der Spannungen gegen die Flächensenkrechte, welche bei den Hauptspannungen $= 0$ ist, nimmt bei der Drehung der Fläche zwischen den

beiden Hauptspannungen bis zu einem Höchstwerte zu, der von dem Verhältnis $p/q = n$ bedingt ist, und bei weiterer Drehung bis zur anderen Hauptspannung wieder auf Null ab.

Die Größe dieser stärksten Neigung ist bei der Berechnung der Grenzwerte des aktiven und passiven Erddruckes von ausschlaggebender Bedeutung.

b) Ermittlung der größten Spannungsneigung aus dem Verhältnis der Hauptspannungen $p/q = n$.

Wir denken uns wieder ein kleines rechtwinkliges dreieckiges Prisma mit den Katheten-Seitenflächen dx und dy so gelegt, daß diese Seitenflächen die (zu ihnen senkrechten) Hauptspannungen p und q aufnehmen (Abb. 24). Dann wirken auf die Flächen dx und dy die Drücke $P = p \cdot dx$ und $Q = q \cdot dy$ und auf die um den $\angle i$ gegen dx geneigte Hypotenusenfläche ds die Kraft $S = \sigma \cdot ds$. Und zwar wirkt die letztere unter dem Winkel α gegen P und unter dem $\angle \delta = i - \alpha$ gegen die Flächensenkrechte auf ds . Nun ist

$$S = \sqrt{P^2 + Q^2}$$

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{P^2 + Q^2}{dx^2 + dy^2}}$$

$$\operatorname{tg} i = \frac{dy}{dx}$$

und

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{q}{p} \cdot \frac{dy}{dx},$$

für $p/q = n$ ist

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} i}{n} \dots \dots \dots 13)$$

und

$$\sigma = p \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + \operatorname{tg}^2 i}} = p \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + n^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}} \dots \dots \dots 14)$$

Durch diese beiden Gleichungen 13 u. 14 ist die Größe und Richtung der Spannungen einer jeden unter einem beliebigen Winkel i gegen die Richtung einer Hauptspannung q (gegen die x -Achse) geneigten Fläche gegeben. Gl. 14 ist die Gleichung einer Ellipse. Trägt man die Spannungen σ in ihrer Richtung (unter dem $\angle \alpha$ gegen die y -Achse, d. h. gegen die Richtung der anderen Hauptspannung p) für beliebige $\angle \alpha$ (ermittelt aus Gl. 13 für beliebige $\angle i$) von einem Punkte aus als Strecken auf, so erhält man die bekannte Spannungsellipse (Abb. 25).

Die beiden Halbmesser p und q geben die Hauptspannungen an. Die Spannung $\sigma = (s)$ auf jede andere

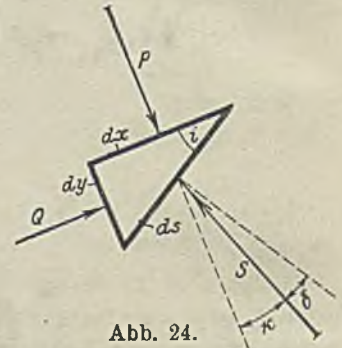


Abb. 24.

Ermittlung der größten Spannungsneigungen aus dem Verhältnis der Hauptspannungen.

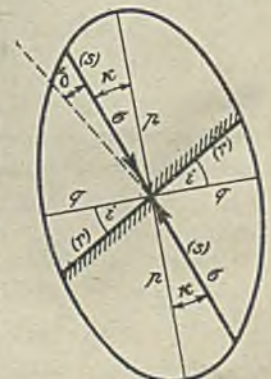


Abb. 25.

Spannungsellipse.

Flächenrichtung (γ) ist durch Gl. 13 u. 14 nach Richtung und Größe bestimmt. Ebenso ergibt sich durch die gleiche Überlegung mit Vertauschung der Hauptspannungen p und q , daß umgekehrt die Spannung auf eine Flächenrichtung (s) durch die Strecke (r) der Abb. 25 wiedergegeben wird.

Der Neigungswinkel δ des Druckes gegen die Flächensenkrechte ist $= i - \alpha$.

Er erreicht seinen größten Wert oder $\text{tg } \delta = \text{tg } (i - \alpha) = \frac{\text{tg } i - \text{tg } \alpha}{1 + \text{tg } i \cdot \text{tg } \alpha}$ wird zum Maximum, wenn die erste Abgeleitete $= 0$ wird. Setzen wir hierin $\text{tg } i = n \text{tg } \alpha$ ein, dann erhalten wir den Höchstwert von δ , wenn

$$\text{tg } i = \sqrt{n}, \text{ und } \text{tg } \alpha = \frac{1}{\sqrt{n}} \text{ ist } \dots \dots \dots 15)$$

und $\max \text{tg } \delta = \text{tg } \varrho = \sqrt{n} \cdot \frac{n - 1}{2n}$ oder $n = (\text{tg } \varrho + \sqrt{\text{tg}^2 \varrho + 1})^2$ 16)

Ausgerechnet ergibt sich für:

$n =$	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5
$\max \text{tg } \delta =$	0,112	0,204	0,353	0,474	0,577	0,67
$\max \delta = \varrho = \text{rd.}$	$6\frac{1}{2}^\circ$	$11\frac{1}{2}^\circ$	$19\frac{1}{2}^\circ$	$25\frac{1}{3}^\circ$	30°	$33\frac{2}{3}^\circ$
$n =$	4	5	6	9	10	
$\max \text{tg } \delta =$	0,75	0,89	1,02	1,33	1,42	
$\max \delta = \varrho = \text{rd.}$	$36\frac{3}{4}^\circ$	$41\frac{3}{4}^\circ$	$45\frac{1}{2}^\circ$	53°	$54\frac{3}{4}^\circ$	

In Abb. 26 ist die Abhängigkeit zwischen dem Verhältnis der Hauptspannungen $p/q = n$ und dem größten Neigungswinkel $\varrho = \max \delta$ der Spannung gegen die Flächensenkrechte zeichnerisch dargestellt.

Bis hierher ist in der Behandlung der Spannungsuntersuchung kein Unterschied gemacht zwischen festen Körpern und losen Erdmassen. Wenn wir jetzt zu besonderen Erddruckaufgaben übergehen und annehmen, daß im Grenzfalle (des aktiven und passiven Erddruckes) die Neigung der Erdspannung gegen die Flächensenkrechte höchstens den Reibungswinkel ϱ erreichen darf, dann sehen wir aus Abb. 26, daß wir damit auch schon das Verhältnis der Hauptspannungen $n = p/q$ festgelegt haben.

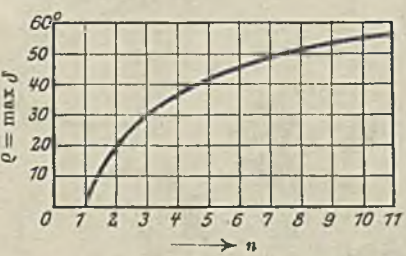


Abb. 26.

Abhängigkeit zwischen dem Verhältnis der Hauptspannungen $\frac{p}{q} = n$ und der größten Spannungsneigung δ .

wir jetzt zu besonderen Erddruckaufgaben übergehen und annehmen, daß im Grenzfalle (des aktiven und passiven Erddruckes) die Neigung der Erdspannung gegen die Flächensenkrechte höchstens den Reibungswinkel ϱ erreichen darf, dann sehen wir aus Abb. 26, daß wir damit auch schon das Verhältnis der Hauptspannungen $n = p/q$ festgelegt haben.

Wir wollen gleich einmal die Probe auf das Exempel machen. Angenommen, der Erddruck auf eine senkrechte Wand sei wagerecht, also senkrecht zur Wand und daher Hauptspannung. Der senkrechte Erddruck ist dann gleich dem Erdgewicht bis zu der betreffenden Tiefe h , nämlich $p = \gamma \cdot h$, der wagerechte Erddruck ist gleich der anderen Hauptspannung $= q = \frac{p}{n} = \frac{\gamma \cdot h}{n}$ (bezw. $= \gamma \cdot h \cdot n$ für $\frac{q}{p} = n$). Der gesamte Erddruck auf die Höhe h ist dann (dreieckförmig) $= E = \frac{1}{n} \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$

(bezw. $= n \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$). Die Werte von n können wir für den Grenzfall für jeden Wert ϱ des größten Reibungswinkels aus Abb. 26 ablesen und erhalten dann die Grenzwerte für den

$$\text{aktiven Erddruck } Ea = \frac{1}{n} \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2},$$

$$\text{passiven Erddruck } Ep = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot n.$$

Andererseits können wir sie aus der bekannten Erddruckformel $E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \text{tg}^2 \left(45 \mp \frac{\varrho}{2} \right)$ ermitteln $= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot n$ bzw. $= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{1}{n}$, und wenn man sich die Mühe macht, wird man sehen, daß man in jedem Falle die gleichen Werte $\frac{1}{n}$ (bzw. n) erhält.

Die beiden Überlegungen stimmen also überein. Wir würden nun in der Lage sein, die Größe des Erddruckes aus Abb. 26 ohne weiteres für beliebige Reibungswinkel ϱ zu ermitteln, wenn der Erddruck auf eine senkrechte Wand wagrecht gerichtet wäre. Leider ist aber diese letzte Annahme die unwahrscheinlichste. Wir müssen vielmehr die Erddruckrichtung auf die Wand aus anderen Tatsachen ermitteln. Wir sind damit aber in der Lage, dann die Neigung der Spannungsellipse einwandfrei festzulegen.

c) Die Neigung der Spannungsellipse in Abhängigkeit von dem Verhältnis $p/q = n$ und einer bekannten Spannungsneigung.

Die Hauptachsen der Spannungsellipse stehen im allgemeinen weder lotrecht noch senkrecht zur Wand. In Abb. 27 sei eine beliebig angenommene Spannungsellipse mit den Hauptachsen p und q dargestellt. Die Erddruckrichtung auf eine Wandrichtung $A - B$ sei anderweitig festgestellt, unter dem δ gegen die Wand senkrechte geneigt. Weiter ist durch Annahme des (größten) Reibungswinkels $\varrho = \max \delta$ das Verhältnis der Hauptspannungen $p/q = n$ festgelegt (Abb. 26). Daraus ist Form und Neigung der Spannungsellipse sofort abzuleiten. Es ist (Abb. 27)

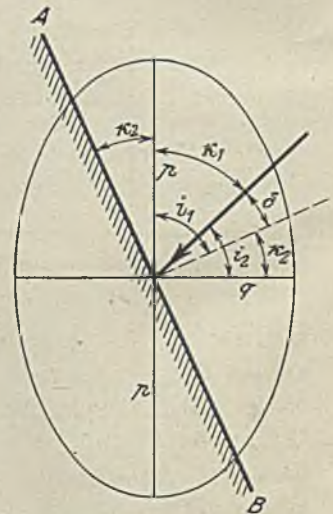


Abb. 27. Lage der Spannungsellipse zur Wandrichtung.

$$\text{tg } \delta = \text{tg}(i - \alpha) = \frac{\text{tg } i - \text{tg } \alpha}{1 + \text{tg } i \cdot \text{tg } \alpha} = \frac{\text{tg } \alpha \cdot (n - 1)}{1 + n \cdot \text{tg}^2 \alpha}$$

oder
$$\text{tg } \alpha_{1,2} = \frac{n - 1}{2n \cdot \text{tg } \delta} \pm \sqrt{\left(\frac{n - 1}{2n \cdot \text{tg } \delta} \right)^2 - \frac{1}{n}} \quad \dots \quad 17)$$

Die Durchführung der Rechnung ergibt die Neigung α der Spannungsellipse gegen eine Wand, wenn die Erddruckrichtung δ gegen diese Wand bekannt ist. Die Werte sind in der folgenden Tabelle 1 für verschiedene Verhältnisse der Hauptspannungen und für verschiedene Erddruckneigungen zusammengestellt.

Tabelle 1.

$\lg \delta$	n = 4		3,5		3		2,5		2		1,5		δ
	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	
0,05	57° 86' 11'	1° 9' 85° 59'	1° 24' 85° 44'	1° 54' 85° 14'	2° 52' 84° 16'	5° 50' 81° 18'	2° 52'	84° 16'	5° 50'	81° 18'	2° 52'	81° 18'	2° 52'
0,1	1° 57' 82° 22'	2° 18' 81° 59'	2° 54' 81° 23'	3° 50' 80° 27'	5° 40' 78° 37'	12° 3' 72° 14'	5° 40'	78° 37'	12° 3'	72° 14'	5° 40'	72° 14'	5° 43'
0,2	3° 54' 74° 47'	4° 45' 73° 56'	5° 53' 72° 48'	8° — 70° 41'	12° 23' 66° 28'	33° 41' 45° —	12° 23'	66° 28'	33° 41'	45° —	12° 23'	66° 28'	11° 19'
0,204	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	11° 32'
0,3	6° — 67° 18'	7° 10' 66° 8'	9° 10' 64° 8'	12° 41' 60° 37'	21° 30' 51° 48'	39° 14'	21° 30'	51° 48'	39° 14'	21° 30'	51° 48'	39° 14'	16° 42'
0,34	—	—	—	—	—	—	—	—	28° 5' 43° 8'	28° 5' 43° 8'	28° 5' 43° 8'	28° 5' 43° 8'	18° 47'
0,354	—	—	—	—	—	—	—	—	35° 15'	35° 15'	35° 15'	35° 15'	19° 30'
0,4	8° 15' 59° 57'	10° 5' 58° 7'	13° 4' 55° 8'	19° 9' 49° 3'	26° 6' 39° 12'	32° 15'	19° 9'	49° 3'	26° 6'	39° 12'	32° 15'	26° 6'	21° 48'
0,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	24° 42'
0,477	—	—	—	—	—	—	—	—	32° 15'	32° 15'	32° 15'	32° 15'	25° 30'
0,5	10° 49' 52° 37'	13° 33' 49° 53'	18° 26' 45° —	24° 14' 36° 31'	30°	24° 14' 36° 31'	18° 26'	45° —	24° 14'	36° 31'	30°	24° 14'	26° 34'
0,56	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	29° 15'
0,5775	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30° —
0,6	13° 56' 45° 4'	18° 28' 40° 34'	22° 6' 34° 3'	28° 8'	30° 58'	22° 6' 34° 3'	18° 28'	40° 34'	22° 6'	34° 3'	30° 58'	22° 6'	30° 58'
0,65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	33° 1'
0,668	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	33° 44'
0,7	19° — 36° 3'	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	35° —
0,75	26° 34'	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	36° 52'

Es ergeben sich je zwei Lagen der Spannungsellipse, deren Winkel α_1 und α_2 sich mit δ zu 90° ergänzen.

In Abb. 28 sind die Werte zeichnerisch aufgetragen. Nach dieser Darstellung und der Abb. 26 können wir sofort an jeder Stelle die Spannungsellipse zeichnen, sobald Größe und Richtung einer Spannung festliegt und die größte Spannungsneigung (in dem Reibungswinkel ϱ) bekannt ist. Die Größe der Hauptspannung ergibt sich aus Gl. 14. Von größter Bedeutung ist dabei die richtige Ermittlung der Erddruckrichtung auf eine bestimmte Ebene (Wand).

d) Andere Methoden zur Bestimmung der Spannungsrichtung aus der Spannungsellipse.

Nur zur Vollständigkeit sollen noch einige andere Methoden zur Feststellung der Spannungsrichtung auf eine beliebig gerichtete Fläche (und umgekehrt) mitgeteilt werden.

Zimmermann⁷⁾ teilt folgendes Verfahren mit: Man ziehe durch den Schnitt der Spannung ν (Abb. 29 ob.) mit der Ellipse eine Linie gleichlaufend

⁷⁾ „Bautechnik“ Jahrgang 1923, S. 433. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

zu einer der Hauptachsen, z. B. q , und beschreibe aus dem Mittelpunkt einen Kreisbogen mit einem Halbmesser gleich der halben anderen Hauptachse p bis zum Schnitt mit jener Linie. Eine Gerade durch diesen Schnittpunkt und durch den Mittelpunkt der Spannungselipse gibt die Richtung x eines Lotes auf die gesuchte Fläche s an.

In der gleichen Weise kann man umgekehrt aus der Richtung der Fläche s die Richtung der zugehörigen Spannung finden, wie in Abb. 29 weiter dargestellt ist.

Ebenfalls kann man r als Flächenrichtung und s als zugehörige Kraftrichtung ansehen. Die zur Flächenrichtung s gehörige Spannungsrichtung r ist unter dem gleichen Winkel geneigt, wie die zur Flächenrichtung r gehörige Spannungsrichtung s .

Bei dem Verfahren kommt es nur auf eine zeichnerische Darstellung der einfachen Gleichung 13 heraus.

Kurdjümoſſ gibt („Zivilingenieur“ 1892, S. 299) folgende Konstruktion an, die in Abb. 29 unterer Teil dargestellt ist. Man ziehe durch den Scheitelpunkt einer (z. B. der großen) Achse p der Spannungselipse eine Parallele zu der anderen (der kleinen) Achse bis zum Schnittpunkt mit der Verlängerung des die Spannung (nach Größe und Richtung) angegebenden Strahles. Trägt man nun die gleiche Strecke a zwischen Scheitel und Schnittpunkt senkrecht zur anderen Hauptachse q (der kleinen Achse) im anderen Scheitelpunkt der Spannungselipse auf und zieht durch den freien Endpunkt dieser Senkrechten einen Durchmesser, so gibt dieser Durchmesser die gesuchte Flächenrichtung an, zu der die Ausgangsspannung nach Größe und Richtung gehört.

In der gleichen Weise kann man auch die Richtung und Größe einer Spannung für eine beliebige Flächenrichtung aus der Spannungselipse ermitteln.

Die Winklersche Stellungselipse.

Winkler geht von derselben Grundgleichung 13 aus. In Abb. 30a ist ein rechtwinklig dreieckiges kleines Erdprisma in der Lage gezeichnet, daß auf die Kathetenflächen die Hauptspannungen p und q wirken und auf die beliebig unter dem Winkel i gelegte Hypotenusenfläche ds die Spannung σ . Dann müssen

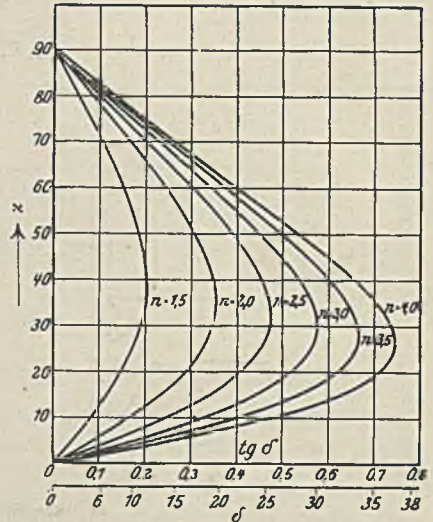
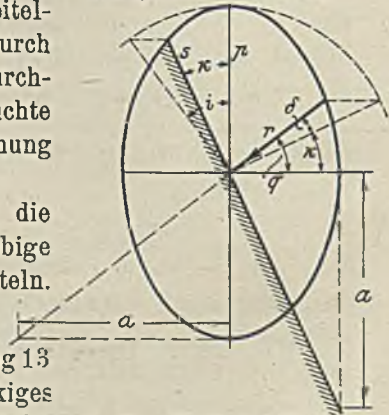


Abb. 28. Neigung α der Spannungselipse gegen eine Wand bei bekannter Erddruckrichtung δ auf diese Wand.

Abb. 29. Bestimmung der Spannungseigung nach Zimmermann (ob. Teil), nach Kurdjümoſſ (unt. Teil)



die drei Kräfte $p \cdot ds \cdot \cos i$, $q \cdot ds \cdot \sin i$ und $\sigma \cdot ds$ im Gleichgewicht sein. Es ist

$$\sigma \cdot ds \cdot \cos \alpha = p \cdot ds \cdot \cos i$$

$$\sigma \cdot ds \cdot \sin \alpha = q \cdot ds \cdot \sin i$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{q}{p} \cdot \operatorname{tg} i \text{ oder}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} i}{n}$$

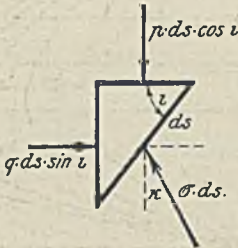


Abb. 30a.

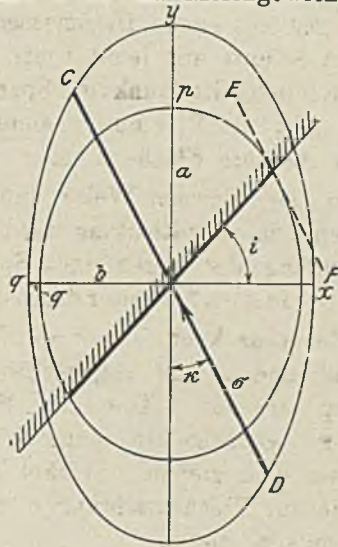


Abb. 30b.

Winklersche Stellungsellipse.

Das ist Gl. 13.

Zeichnet man nun in die Spannungsellipse mit den Halbachsen p und q eine andere Ellipse (s. Abb. 30b), deren Halbachsen a und b sich verhalten wie \sqrt{p} zu \sqrt{q} , also $\frac{a}{b} = \sqrt{\frac{p}{q}}$, so ist deren Gleichung

$$\frac{y^2}{a^2} + \frac{x^2}{b^2} = 1 \text{ oder}$$

$$\frac{y^2}{p} + \frac{x^2}{q} = 1$$

Die Tangenten-Neigung ist dann

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{p}{q} \cdot \frac{x}{y} = -n \operatorname{ctg} i.$$

Zieht man den Durchmesser CD ($=\sigma$) parallel zur Tangente EF , dann ist $\frac{dy}{dx} = -n \cdot \operatorname{ctg} i = -\frac{n}{\operatorname{tg} i} = -\operatorname{ctg} \alpha$ und

$$\frac{dx}{dy} = -\operatorname{tg} \alpha = -\frac{\operatorname{tg} i}{n} \quad \dots \dots \dots 18)$$

d. h. jede beliebige Flächenrichtung und die Richtung der zu ihr gehörigen Spannung sind konjugierte Durchmesser einer Ellipse mit der Gleichung

$$\frac{y^2}{p} + \frac{x^2}{q} = 1. \text{ Diese Ellipse nennt Winkler die Stellungsellipse.}$$

e) Neigung der Spannungsellipse gegen die Fläche der größten Spannungsneigung.

Die Neigung der Spannungsellipse gegen eine Fläche, in der die Spannung mit der Normalen den beliebigen Winkel σ einschließt, ist durch

Gl. 17 gegeben. Diese Gleichung muß auch für ϱ , den größten Neigungswinkel der Spannung, gelten. Es ist also

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \varrho} + \sqrt{\left(\frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \varrho}\right)^2 - \frac{1}{n}}$$

Nun ist aber nach Gl. 16 für diese größte Neigung

$$\max \operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \varrho = \sqrt{n \cdot \frac{n-1}{2n}} \quad \dots \dots \dots 19)$$

Setzt man diesen Wert von $\operatorname{tg} \varrho$ in die vorhergehende Gleichung ein, dann ergibt sich

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{\sqrt{n}} \quad \dots \dots \dots 20)$$

Oder $\sqrt{n} = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$ bzw. $n = \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \alpha}$ in Gl. 19 eingesetzt, gibt

$$\operatorname{tg} \varrho = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \left(\frac{1}{\operatorname{tg}^2 \alpha} - 1 \right) \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} - \operatorname{tg} \alpha \right),$$

d. h. $\operatorname{tg} \varrho = \operatorname{ctg} 2\alpha \quad \dots \dots \dots 21)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{oder } \alpha_1 = 45^\circ - \frac{\varrho}{2} \\ \text{bzw. } \alpha_2 = 45^\circ + \frac{\varrho}{2} \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots 22)$$

Der Neigungswinkel der Spannungselipse gegen die Fläche, in der die größte Spannungsneigung auftritt, ergänzt den halben größten Neigungswinkel der Spannung zu 45° .

Die Fläche, in welcher die größte Spannungsneigung auftritt, ist in der Erde (beim Nachgeben des Bauwerkes) die Gleitfläche. Aus der Symmetrie der Spannungselipse ergibt sich, daß es zwei solcher Gleitflächen, beiderseits der (Haupt-) Achse der Spannungselipse gibt, die unter einem Winkel $= \alpha$ gegen die (Haupt-) Achse also um $2\alpha = 90 - \varrho$ gegeneinander geneigt sind. Wenn nun die eine Gleitfläche um den Winkel ϑ gegen die Wagerechte geneigt ist, so ist die andere Gleitfläche um einen Winkel $\vartheta + 90^\circ - \varrho$ gegen die Wagerechte und um $\vartheta - \varrho$ gegen die Senkrechte geneigt. Bei senkrechter Stellung der Spannungselipse sind die Gleitflächen um $45^\circ - \frac{\varrho}{2}$ gegen die Senkrechte geneigt.

3. Einige Schlüsse aus der Spannungselipse.

Bei der Lösung aller praktischen Erddruckaufgaben geht man meist von dem durch die Reibung und Haftung (Kohäsion)* bedingten größten zulässigen Neigungswinkel ϱ des Druckes im Erdinnern als Grundbedingung aus. Ein Bruch kann erst erfolgen, wenn die zuerst auftretenden elastischen Formänderungen der Erdteilchen so groß geworden sind, daß irgendwo im Erdinnern der größte zulässige Neigungswinkel ϱ der Spannung (auf einer zusammenhängenden Fläche überall) erreicht ist. Damit ist zugleich das Verhältnis der Hauptspannungen zueinander $\frac{p}{q} = n$ festgelegt. Es kann aus Abb. 26 entnommen werden.

Sobald dann aus der Art der Herstellung des Bauwerkes oder aus irgendwelchen Bewegungsmöglichkeiten zwischen Bauwerk und Erde noch eine andere Richtung der Spannung der Erde (z. B. des Erddruckes auf die Wand) bestimmt oder mit Sicherheit angenommen werden kann, dann liegt damit auch die Richtung der Erdspannungseellipse fest. Ihre Neigung ist nach Gl. 17 zu berechnen oder auch aus Abb. 28 zu entnehmen.

Weiter können wir nach Gl. 22 die Richtung der möglichen Bruchfläche (der sogenannten Gleitfläche) bestimmen, und wir hätten damit alle Einzelheiten der Spannungsverteilung mit Ausnahme der absoluten Größe der Spannung.

a) Die Richtung der Gleitflächen in unmittelbarer Nähe der Wand bei aktivem und passivem Erddruck.

Bis dahin ist die Überlegung vollkommen einwandfrei.

Als Beispiel sei in Abb. 31 eine um den Winkel $\alpha = 5^\circ$ gegen die Senkrechte nach vorn geneigte Wand dargestellt. Durch Versuche sei festgestellt, daß der größte Neigungswinkel der Spannung bei der betreffenden Erdart der Hinterfüllung $\varrho = 30^\circ$ betrage. Dadurch ist das Verhältnis der Hauptspannungen an der Stelle B zueinander $\frac{p}{q} = n$ festgelegt. Wir können es aus Abb. 26 entnehmen und bestimmen es für $\varrho = 30^\circ$ zu $n = 3$.

Weiter sei durch Versuche der größtmögliche Neigungswinkel δ der Erdspannung an der Wand (Wandreibung) bestimmt, beispielsweise zu 25° . Daraus ist die Neigung der Spannungseellipse α_1 gegen die Wand nach Gl. 17 zu errechnen, bzw. aus Abb. 28 zu entnehmen. Es ergeben sich zwei Werte für $\delta = 25^\circ$, und zwar α_1 etwa $= 48\frac{2}{3}$ und α_2 etwa $= 16\frac{1}{3}$. Die Neigung der Fläche größter Spannungsneigung (das ist: der Gleitfläche) gegen die Hauptachse ergibt sich aus Gl. 22 für $\varrho = 30^\circ$ zu 30° . Wir sind nun imstande, Richtung und Form der Spannungseellipse zu zeichnen und die Gleitfläche zu bestimmen.

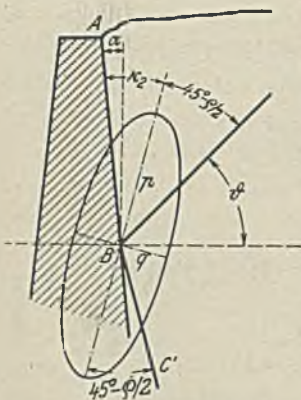


Abb. 31. Ermittlung der Gleitfläche (bei aktivem Erddruck, δ positiv).

Je nachdem wir nun aber α_1 oder α_2 rechts oder links von der Wand AB antragen, bekommen wir vier verschiedene⁸⁾ Lagen der Spannungseellipse, die alle vier der Bedingung $\varrho = 30^\circ$ und $\delta = 25^\circ$ genügen. Alle diese vier Fälle haben aber auch praktische Bedeutung.

Der am häufigsten vorkommende Fall ist in Abb. 31 dargestellt. Die große Achse der Erdspannungseellipse ist gegen die Wand um den Winkel $\alpha_2 = 16\frac{1}{3}^\circ$ geneigt. Der Reibungswinkel der Gleitfläche (Fläche größter Spannungsneigung)

⁸⁾ Es gibt acht Punkte der Spannungseellipse, in jedem Quadranten zwei, die der Bedingung $\delta = 25^\circ$ genügen. Wegen der Symmetrie der Spannungseellipse ergeben aber immer je zwei um 180° auseinanderliegende Punkte die gleiche Lage der Spannungseellipse.

gegen die große Achse p der Spannungsellipse ist hier $= 30^\circ$ errechnet. Daraus bestimmt sich der Neigungswinkel der Gleitfläche ϑ gegen die Wage-rechte zu $90^\circ + \alpha - (\alpha_2 + 45^\circ - \varrho/2) = 48\frac{2}{3}^\circ$. Wir sehen, daß die Neigung der Gleitfläche steiler ist als die natürliche Böschung, welche nach den früher gegebenen Erklärungen (beim Fehlen der Kohäsion) im vorliegenden Falle $= \varrho = 30^\circ$ betragen würde.

Wie in Abb. 32 an einem kleinen rechtwinklig dreieckigen Erd-prisma abc dargestellt ist, welches in der Seitenfläche ab die Wand berührt, ist die Erdspannung auf die Wand σ_w von oben nach unten gerichtet und gegen die Wand-normale um den Winkel $\delta = 25^\circ$ geneigt. Das ist der am häufigsten vorkommende Grenzfall des aktiven Erddruckes. Die Erdspannung auf die Gleitfläche σ_g ist ebenfalls von oben nach unten gerichtet und zwar unter dem φ ($= 30^\circ$) gegen die Flächensenkrechte geneigt. Die Span-nungsneigung wirkt dem Abgleiten entgegen, das ist das Zeichen des (Grenzfalles des) „aktiven“ Erddruckes. Der Fall tritt ein, wenn die Stützmauer beim Nachgeben gleich-zeitig nach vorn überfällt. Die Hinterwand AB der Mauer hebt sich bei der Drehung um ein Geringes und die Erde des Keiles abc gleitet sowohl auf der Wandfläche ab als auch auf der Gleitfläche bc merklich abwärts, so daß in beiden Flächen die größtmögliche Spannungs-neigung δ bzw. ϱ auftritt.

Tragen wir nun aber ander-seits den Winkel $\alpha_2 = 16\frac{1}{3}^\circ$ links von der Wand AB an, dann erhalten wir auch einen Fall des aktiven Erddruckes, wie er in Abb. 33 dargestellt ist. Die Erdspannungsellipse ist nach links geneigt. Die Neigung der Gleitfläche gegen die Wage-rechte ergibt sich zu $\vartheta = 90^\circ + \alpha + \alpha_2 - (45^\circ - \varrho/2) = 81\frac{1}{3}^\circ$. Die Neigung der Spannung σ_g auf die Gleitfläche ist von oben nach unten gerichtet, und da die größte Neigung gegen die Flächensenkrechte $= 30^\circ$ erreicht ist, so befindet sich die Erde hier schon im Zustande des beginnenden Abgleitens (vergl. Abb. 33b). Die Spannung auf die Wand dagegen, σ_w , ist von unten nach oben gerichtet. Die Erde befindet sich mit $\delta = 25^\circ$ im Zustande des beginnenden Hinaufgleitens

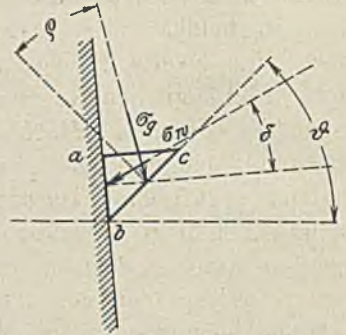


Abb. 32. Darstellung der Spannungen zwischen Gleitfläche und Wand.

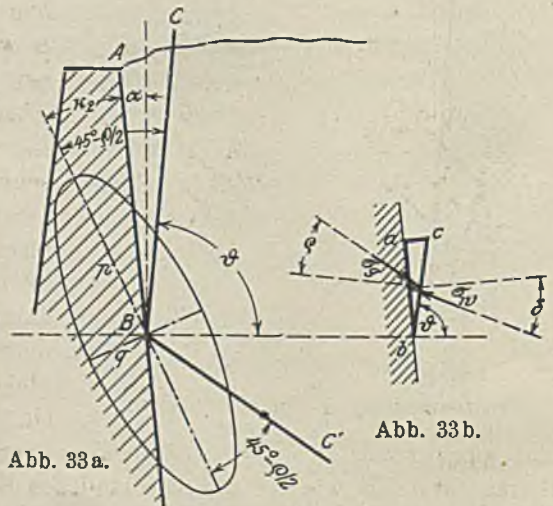


Abb. 33a.

Abb. 33b.

Gleitfläche beim aktiven Erddruck, δ negativ.

an der Wand, oder was dasselbe ist, die Wand beginnt an der Erde abzugleiten.

Dieser zweite Fall des aktiven Erddruckes ist zwar sehr unwahrscheinlich, aber er wäre immerhin denkbar. Er könnte eintreten, wenn die Stützmauer, auf sehr nachgiebigem Baugrunde stehend, beim Ausweichen gleichzeitig sinken würde und zwar stärker sinken würde als der auf der Gleitfläche ab abrutschende Erdkeil abc . Bei der außerordentlichen Steilheit der Gleitfläche ($\varphi = 81\frac{1}{3}^\circ$) ist dieser Fall aber zum mindesten außerordentlich unwahrscheinlich.

In beiden Fällen, sowohl in Abb. 31 als auch in Abb. 33, gibt es noch eine zweite Flächenrichtung BC' , deren Spannung ebenfalls unter dem größtmöglichen Neigungswinkel ϱ gegen die Flächensenkrechte geneigt ist und welche mit der Flächenrichtung BC den Winkel $90^\circ - \varrho$ einschließt. Für diese „Pseudogleitfläche“ haben wir in beiden Fällen keine in die Augen fallende praktische Erklärung. Da die Neigung hier umgekehrt zur Flächensenkrechten liegt, so müßte bei eintretender Bewegung in dieser Fläche ein Abgleiten der Erde nach rechts auf der (Gleit-) Fläche BC' erfolgen oder ein Aufwärtsgleiten der unten liegenden Erde nach links oben. Immerhin müssen, auch wenn keine Bewegung in der Pseudogleitfläche BC' eintritt, in ihr doch die gleichen Spannungen σ_y und die gleichen Spannungsneigungen ϱ auftreten wie in der Gleitfläche BC , sobald eben hier in der richtigen Gleitfläche ein wirkliches Gleiten eintritt.

In Abb. 34a ist ein kleines rhombisches Erdprisma dargestellt, das nur von den Gleitflächen bc und $b'c'$ sowie von den Pseudogleitflächen $b'c$ und $b'c'$ begrenzt ist. Bei eintretender Bewegung wird sich das Gleiten in der Weise abspielen, daß sich die Fläche bc gegenüber der sehr nahe liegenden Gleitfläche $c'b'$ um einen sehr kleinen Betrag (ein Differential) verschiebt. Dadurch wird das rhombische Erdprisma seine Form ändern, etwa wie es in Abb. 34b übertrieben dargestellt ist. Daraus ergibt sich dann, daß bei der Bewegung auch gleichzeitig die Pseudogleitfläche $b'c'$ sich gegen die Pseudogleitfläche cb' und zwar tatsächlich nach links oben verschiebt und um den gleichen Betrag (Winkel) wie die augenscheinlichen Gleitflächen. Wir haben es also wissenschaftlich auch in den Pseudogleitflächen mit Gleitflächen zu tun.

Die Tatsache, daß die Erde nicht aus unendlich kleinen Teilchen besteht, sondern daß in ihr endlich große Körner vorkommen, die sich nicht ohne größere Kräfte in unendlich kleinen Abmessungen so umformen können, wie hier vorausgesetzt ist, ändert an der Richtigkeit der Überlegung nichts. Diese Körner werden sich zwar im ganzen bei der Bewegung drehen und umlagern können, im großen und ganzen wird aber immer in den Gleit-

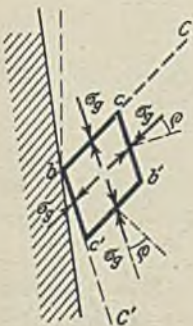


Abb. 34a.

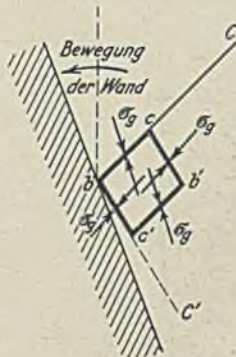


Abb. 34b.

Bedeutung der Pseudogleitflächen.

flächen die (durch Versuche bestimmte) größtmögliche Spannungsneigung gegen die Flächensenkrechte auftreten.

In Abb. 35 ist die zweite Wurzel der Gl. 17, in dem hier gewählten Beispiele $\alpha_1 = 48\frac{2}{3}^\circ$, an die Wandneigung angetragen. Wir erhalten eine Neigung der Gleitfläche $BC = \vartheta = 90^\circ + \alpha - \alpha_1 + (45^\circ - \varrho/2) = 90^\circ + 5^\circ - 48\frac{2}{3}^\circ + 30^\circ = 76\frac{1}{3}^\circ$.

Die Spannung der Erde an der Wand ist von oben nach unten gerichtet, setzt also ein Verschieben der Wand nach oben gegenüber der Erde voraus.

Die Spannung der Erde auf die darunterliegende Gleitfläche BC ist von links unten nach rechts oben gerichtet und entspricht einem Aufwärtsverschieben der Erde auf der Gleitfläche in der Richtung von der Wand zum Erdkörper hin. Das ist das Zeichen, daß wir es hier mit dem Grenzfall des „passiven Erddruckes“ zu tun haben. Außer der Gleitflächenrichtung BC ist noch eine zweite Gleitflächenrichtung (Pseudogleitfläche) BC' vorhanden, unter dem Winkel $45^\circ - \varrho/2$ nach unten gegen die große Achse p der Spannungsellipse geneigt. Die Spannung der darüberliegenden Erde auf diese Pseudogleitfläche ist von oben rechts nach unten links gerichtet, leistet also einen Widerstand gegen Abgleiten nach links. Trotzdem haben wir es hier nicht etwa mit einer Art „aktiven Erddruck“ zu tun, sondern, wie bereits bei den vorigen Fällen erläutert ist und hier in Abb. 36a u. b nochmals für diesen Fall dargestellt ist, entspricht einer Verschiebung des Flächenstückes bc nach oben rechts gegenüber $b'c'$, eine ebenso große Verschiebung des Flächenstückes $b'c$ nach links unten gegenüber $b'c'$. Die eine Verschiebung ist nicht ohne die andere möglich.

Selbstverständlich ist in der Fuge bc ein endliches Verschieben der beiderseits dieser Fuge liegenden Erdteilchen gegeneinander möglich, ohne daß in der Fuge $b'c'$ ein ebensolches endliches Verschieben stattfindet.

Daher ist der Name „Gleitfläche“ und „Pseudogleitfläche“ gewählt. Aber auch ein endliches Verschieben in der einen Gleitfläche ist nur denkbar,

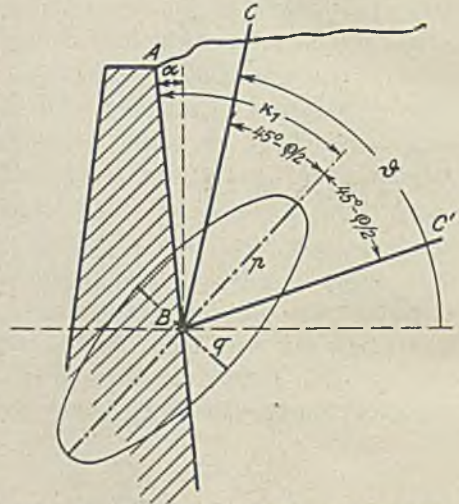


Abb. 35. Gleitfläche beim „passiven“ Erddruck, ϑ positiv.

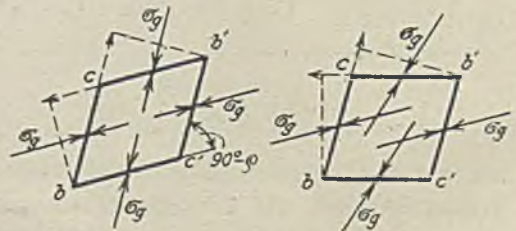


Abb. 36a.

Abb. 36b.

Bedeutung der Gleitflächen und Pseudogleitflächen in Abb. 35.

wenn gleichzeitig in der anderen Gleitfläche (der Pseudogleitfläche) der Grenzstand des größtmöglichen Neigungswinkels erreicht ist.

In den meisten praktischen Fällen handelt es sich auch wahrscheinlich anfangs gar nicht um ein endliches Verschieben der Erdteile gegeneinander in wirklichen Gleit- und Bruchflächen, wie wir zur Unterstützung der Anschauung gewöhnlich annehmen, sondern mehr um eine bleibende, nicht elastische Formänderung der Erde, bei der allerdings die einzelnen Körner von endlicher Größe sowohl absolut gegenüber der unberührten Erde, als auch relativ zu ihren Nachbarkörnern kleine aber endliche Verschiebungen und Verlagerungen erfahren.

Schließlich ist in Abb. 37 noch der letzte der vier Fälle dargestellt. Der Winkel $\alpha_1 = 48\frac{2}{3}^\circ$ ist links an die Wand angetragen. Die Spannung

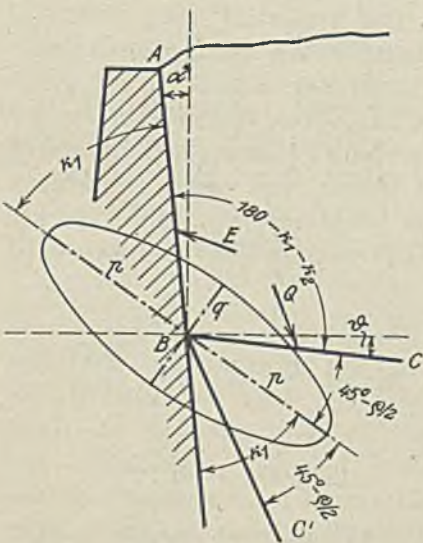


Abb. 37. Gleitfläche bei „passivem“ Erddruck und negativem δ .

an der Wand ist von rechts unten nach links oben gerichtet und wirkt einem Verschieben der Wand nach unten entgegen. Die Gleitfläche BC ist unter einem Winkel $\varphi = 45^\circ - \rho/2 + \alpha_1 + \alpha - 90^\circ$ oder in dem vorliegenden Beispiel um $\varphi = -6\frac{1}{3}^\circ$ (nach unten) gegen die Horizontale geneigt. Die Spannung auf diese Gleitfläche ist von links oben nach rechts unten gerichtet; sie wirkt also einem Verschieben der Erde von der Wand gegen die Erdkörper entgegen. Wir müssen also diesen Fall auch als Grenzfall des passiven Erddruckes ansehen. Allerdings können wir uns eine ebene Gleitfläche nach diesem Falle nur vorstellen, wenn die Erdoberfläche stark nach hinten abfällt, oder aber wir müssen eben hier auf die bequeme Annahme der ebenen Gleitfläche verzichten, wie später

gezeigt werden wird. Die Pseudogleitfläche BC' hat dieselbe Bedeutung, wie sie oben erläutert ist.

b) Wert der Spannungsellipse für die unmittelbare Bestimmung des Erddruckes:

Nach den vorhergehenden Ausführungen könnte es scheinen, als hätten wir mit den verschiedenen Lagen der Spannungsellipse die ganze Frage des Erddruckes für die Grenzfälle des „aktiven“ und „passiven“ Erddruckes allgemein gelöst. Das ist leider nicht der Fall. Denn wenn wir auch die größtmögliche und die größte vorhandene Spannungsneigung sowohl im Erdinnern (Erde auf Erde) als auch an der Wand (Erde auf Wand) in vielen Fällen einwandfrei bestimmen (oder richtig annehmen) können, so daß Form und Lage (Neigung) der Spannungsellipse an jedem Punkte der Wand sicher feststeht und nach den hier oben angegebenen Formeln leicht errechnet

werden kann, so fehlt uns doch zur genauen Bestimmung der absoluten Größe des Erddruckes auf die Wand die Kenntnis der Größe einer Spannung der Spannungsellipse.

Für die praktische Bestimmung des Erddruckes auf dieser Grundlage müßten wir Annahmen machen, die wir aus anderen bekannten Tatsachen herzuleiten hätten. Wir müssen uns aber darüber klar sein, daß wir uns mit jeder Annahme, die sich nicht einwandfrei beweisen läßt, von der einwandfreien wissenschaftlichen Grundlage der Spannungsellipse entfernen, und daher die bei diesen Annahmen erzielten Ergebnisse erst als praktisch brauchbar ansehen können, wenn sie in allen Fällen mit den praktisch gemessenen Werten übereinstimmen.

Die Ausnutzung der Spannungsellipse für die unmittelbare Bestimmung des Erddruckes ist bisher wenig verfolgt und verspricht auch nicht besonderen Erfolg, weil eben die einwandfreie Schätzung der absoluten Größe einer Spannung bei verschiedener Tiefe unter dem Erdboden auf große Schwierigkeiten stößt. Nur in vereinzelt besonderen Fällen, auf die wir später noch zurückkommen werden, können einzelne Spannungen in Beziehung zur Tiefe unter der Erdoberfläche gesetzt werden und damit einwandfrei ermittelt werden. In diesen Fällen ist es dann möglich, mit Hilfe der Spannungsellipse den Erddruck auf die Wand unmittelbar einwandfrei zu bestimmen.

In allen anderen Fällen versagt die Benutzung der Spannungsellipse für die unmittelbare Bestimmung des Erddruckes. Trotzdem ist sie von außerordentlichem Werte bei der wissenschaftlichen Behandlung aller Erddruckaufgaben, weil sie uns ein Mittel an die Hand gibt, unsere weiteren Annahmen, die wir bei der praktischen Behandlung und Lösung der Erddruckaufgaben notgedrungen machen müssen, auf ihre Richtigkeit zu prüfen. Die Annahmen sind nur dann völlig einwandfrei, wenn sie sich mit den aus den Spannungselipsen gewonnenen Einzelergebnissen, insbesondere mit der Richtung der Spannung und der Richtung der Gleitflächen an der Wand und (wie wir im nächsten Abschnitt sehen werden) auch an der Erdoberfläche im Einklange befinden.

Für die weiteren praktischen Schlußfolgerungen sind in den Tabellen 2 bis 8 für verschiedene größte Spannungsneigungen ρ in der Erde und verschiedene Wandspannungsneigungen δ die Verhältnisse der Hauptspannungen $n = \frac{p}{q}$ und die Neigungen der Gleitfläche α_2 gegen die große Achse der Spannungsellipse (Tabelle 2, S. 45), der Wandwinkel der Spannungsellipse bei aktivem (Tabelle 3, S. 46) und passivem (Tabelle 4, S. 46) Erddruck und schließlich der Wandwinkel der Gleitfläche bei aktivem (Tabelle 5 u. 6, S. 47) und passivem (Tabelle 7 u. 8, S. 48) Erddruck überschläglich errechnet und zusammengestellt.

Tabelle 2.

Verhältnis der Hauptspannungen $\frac{p}{q} = n$ bei verschiedenen größten vorkommenden Spannungsneigungen ϱ und Neigung der Fläche größter Spannungsneigung um den Winkel $45^\circ - \varrho/2$ gegen die große Hauptachse der Spannungsellipse (s. Abb. 26).

$\varrho =$	n	$45^\circ - \varrho/2$	$\varrho =$	n	$45^\circ - \varrho/2$
0		0	0		0
15	1,70	37 30	35	3,70	27 30
17,5	1,86	36 15	37,5	4,10	26 15
20	2,04	35 —	40	4,60	25 —
22,5	2,25	33 45	42,5	5,15	23 45
25	2,48	32 30	45	5,83	22 30
27,5	2,73	31 15	50	7,48	20 —
30	3,00	30 —	60	13,90	15 —
32,5	3,33	28 45			

(mit dem Rechenschieber errechnet).

c) Die Richtung der Gleitfläche an der Erdoberfläche und in größerer Entfernung von der Wand.

Aus den obigen Untersuchungen hat sich die Richtung der Gleitflächen in unmittelbarer Nähe der Wand nur abhängig von der Wand (Neigung der Wand und Richtung der Spannung auf die Wand) ergeben, dagegen unabhängig von der Neigung der Erdoberfläche. Dies Ergebnis scheint unserer Erfahrung zu widersprechen; denn wir wissen aus der Erfahrung und von Versuchen her, daß die Neigung der Gleitfläche im großen und ganzen von der Neigung der Oberfläche abhängig ist. Auch die später zu behandelnden (Näherungs-) Rechnungen zur Bestimmung des Erddruckes, welche den abgleitenden Erdkeil im ganzen betrachten, ergeben gleichfalls eine Abhängigkeit von der Neigung der Oberfläche. Andererseits sind auch die Schlüsse aus der Spannungsellipse bei einwandfrei festgestellten Spannungsneigungen δ und ϱ (an der Wand und im Erdinnern) selbst einwandfrei.

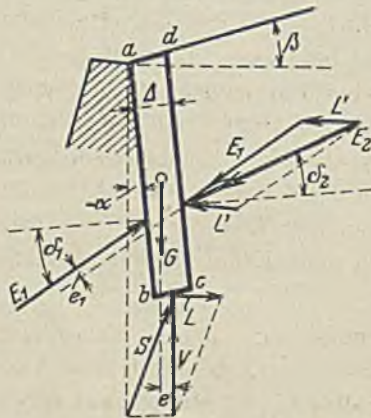


Abb. 38. Änderung der Spannungsrichtung mit der Entfernung von der Wand.

Dieser scheinbare Widerspruch löst sich sofort, wenn wir die Spannungen im Erdinnern, von der Wand ausgehend, weiter verfolgen. Wir werden dann sehen, daß sich die Spannungsneigungen paralleler Flächen im allgemeinen mit der Entfernung von der Wand ändern und daß daher auch die Gleitflächen mit der Entfernung von der Wand ebenfalls ihre Richtung ändern müssen. Der Beweis wird indirekt geführt werden.

In Abb. 38 ist ein sehr schmales Erdprisma $abcd$ mit der sehr kleinen Dicke l so dargestellt, daß die Seite ab an der Stützwand und die Seite ad in der Erdoberfläche liegt. Weiter ist dc parallel ab und bc parallel der Oberfläche ad . Auf die Fläche ab wirke der Wanddruck E_1 ,

Tabelle 3.

(Mit dem Rechenschieber errechnet und auf 5' abgerundet).

Wandwinkel α_2 der großen Achse der Spannungsellipse bei „aktivem“ Erddruck.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	$= \rho$
$\delta = 0$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$0 = \delta$
5	7 10	5 55	4 55	4 5	3 25	2 55	2 30	2 10	1 50	1 30	1 20	1 10	1 —	— 40	— 20	5
10	16 35	12 35	10 20	8 25	7 —	5 55	5 10	4 20	3 45	3 20	2 50	2 30	2 5	1 35	— 45	10
15	37 30	22 10	17 20	13 35	11 20	9 25	8 5	7 —	5 50	5 10	4 25	3 45	3 15	2 20	1 15	15
17,5	.	36 15	22 17	17 —	13 45	11 30	9 45	8 15	7 —	6 —	5 10	4 30	3 50	2 50	1 30	17,5
20	.	.	35 —	21 20	16 45	13 45	11 35	9 45	8 15	7 5	6 5	5 15	4 25	3 20	1 40	20
22,5	.	.	.	33 45	20 50	16 30	13 40	11 25	9 40	8 15	7 —	6 —	5 5	3 45	1 50	22,5
25	32 30	20 20	16 30	13 20	11 10	9 30	8 —	6 50	5 50	4 15	2 10	25
27,5	31 15	20 —	15 45	13 —	10 55	9 10	7 50	6 35	4 50	2 20	27,5
30	30 —	19 5	15 25	12 40	10 30	8 55	7 30	5 25	2 40	30
32,5	28 45	18 20	14 50	12 5	10 10	8 30	6 5	2 55	32,5
35	27 30	17 50	14 5	11 35	9 35	6 50	3 15	35
37,5	26 15	16 50	13 30	11 —	7 40	3 45	37,5
40	25 —	16 10	12 40	8 40	4 —	40
42,5	23 45	15 10	9 55	4 20	42,5
45	22 30	11 20	4 50	45
50	20 —	6 5	50
60	15 —	60

Tabelle 4.

(Mit dem Rechenschieber errechnet und auf 5' abgerundet).

Wandwinkel α_1 der großen Achse der Spannungsellipse bei „passivem“ Erddruck.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	$= \rho$
$\delta = 0$	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	90 —	$0 = \delta$
5	77 40	79 5	80 5	80 55	81 35	82 5	82 30	82 50	83 10	83 30	83 40	83 50	84 —	84 20	84 40	5
10	64 —	67 25	69 40	71 35	73 —	74 5	74 50	75 40	76 15	76 40	77 10	77 30	77 55	78 25	79 15	10
15	37 30	52 50	57 40	61 25	63 40	65 35	66 55	68 —	69 10	69 50	70 35	71 15	71 45	72 40	73 45	15
17,5	.	36 15	50 15	55 30	58 45	61 —	62 45	64 15	65 30	66 30	67 20	68 —	68 40	69 40	71 —	17,5
20	.	.	35 —	48 40	53 15	56 15	58 25	60 15	61 45	62 55	63 55	64 45	65 35	66 40	68 20	20
22,5	.	.	.	33 45	46 40	51 —	53 50	56 5	57 50	59 15	60 30	61 30	62 25	63 45	65 40	22,5
25	32 30	44 40	48 30	51 40	53 50	55 30	57 —	58 10	59 10	60 45	62 50	25
27,5	31 15	42 30	46 45	49 30	51 35	53 20	54 40	55 55	57 40	60 10	27,5
30	30 —	40 55	44 35	47 20	49 30	51 5	52 30	54 35	57 20	30
32,5	28 45	39 10	42 40	45 25	47 20	49 —	51 25	54 35	32,5
35	27 30	37 10	40 55	43 25	45 25	48 10	51 45	35
37,5	26 15	35 40	39 —	41 30	44 50	48 45	37,5
40	25 —	33 50	37 20	41 20	46 —	40
42,5	23 45	32 20	37 35	43 10	42,5
45	22 30	33 40	40 10	45
50	20 —	33 55	50
60	15 —	60

unter dem Neigungswinkel δ_1 gegen die Flächensenkrechte. Dann können wir uns aus der Spannungsellipse für eine größte Spannungsneigung ρ in der Gleitfläche die Neigung der auf die Fläche bc wirkenden Kraft S errechnen.

Legen wir beispielsweise, um von einem konkreten Fall auszugehen, eine Wandneigung $\alpha = -5^\circ$ und eine Neigung der Erdoberfläche $\beta = 10^\circ$ zugrunde und weiter eine größtmögliche Spannungsneigung in der Erde

Tabelle 5 (s. Abb. 31).

Wandwinkel der Gleitfläche ($\alpha_2 + 45^\circ - \varrho/2$) bei „aktivem“ Erddruck und positivem $\delta(+)$.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	$= \varrho$
$\delta = 0$	37 30	36 15	35 —	33 45	32 30	31 15	30 —	28 45	27 30	26 15	25 —	23 45	22 30	20 —	15 —	0 = δ
+ 5	44 40	42 10	39 55	37 50	35 55	34 10	32 30	30 55	29 20	27 45	26 20	24 55	23 30	20 40	15 20	+ 5
+ 10	53 30	48 50	45 20	42 10	39 30	37 10	35 10	33 5	31 15	29 35	27 50	26 15	24 35	21 35	15 45	+ 10
+ 15	75 —	58 25	52 20	47 20	43 50	40 40	38 5	35 45	33 20	31 25	29 25	27 30	25 45	22 20	16 15	+ 15
+ 17,5	.	72 30	57 15	50 45	46 15	42 45	39 45	37 —	34 30	32 15	30 10	28 15	26 20	22 50	16 30	+ 17,5
+ 20	.	.	70 —	55 5	49 15	45 —	41 35	38 30	35 45	33 20	31 5	29 —	26 55	23 20	16 40	+ 20
+ 22,5	.	.	.	67 30	53 20	47 45	43 40	40 10	37 10	34 30	32 —	29 45	27 35	23 45	16 50	+ 22,5
+ 25	65 —	51 35	46 30	42 5	38 40	35 45	33 —	30 35	28 20	24 15	17 10	+ 25
+ 27,5	62 30	50 —	44 30	40 30	37 10	34 10	31 35	29 5	24 50	17 20	+ 27,5
+ 30	60 —	47 50	42 55	38 55	35 30	32 40	30 —	25 25	17 40	+ 30
+ 32,5	57 30	45 50	41 5	37 5	33 55	31 —	26 5	17 55	+ 32,5
+ 35	55 —	44 5	39 5	35 20	32 5	26 50	18 15	+ 35
+ 37,5	52 30	41 50	37 15	33 30	27 40	18 45	+ 37,5
+ 40	50 —	39 55	35 10	28 40	19 —	+ 40
+ 42,5	47 30	37 40	29 55	19 20	+ 42,5
+ 45	45 —	31 20	19 50	+ 45
+ 50	40 —	21 5	+ 50
+ 60	30 —	+ 60

Tabelle 6 (s. Abb. 33).

Wandwinkel der Gleitfläche ($45^\circ - \varrho/2 - \alpha_2$) bei „aktivem“ Erddruck und negativem $\delta(-)$.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	$= \varrho$
$\delta = 0$	37 30	36 15	35 —	33 45	32 30	31 15	30 —	28 45	27 30	26 15	25 —	23 45	22 30	20 —	15 —	0 = δ
- 5	30 20	30 20	30 5	29 40	29 5	28 20	27 30	26 35	25 40	24 45	23 40	22 35	21 30	19 20	14 40	- 5
- 10	21 30	23 40	24 40	25 20	25 30	25 20	24 50	24 25	23 45	22 55	22 10	21 15	20 25	18 25	14 15	- 10
- 15	0	14 5	17 40	20 10	21 10	21 50	21 55	21 45	21 40	21 5	20 35	20 —	19 15	17 40	13 45	- 15
- 17,5	.	0	12 45	16 45	18 45	19 45	20 15	20 30	20 15	19 50	19 15	19 15	18 40	17 10	13 30	- 17,5
- 20	.	.	0	12 25	15 45	17 30	18 25	19 —	19 15	19 10	18 55	18 30	18 5	16 40	13 20	- 20
- 22,5	.	.	.	0	11 40	14 45	16 20	17 20	17 50	18 —	18 —	17 45	17 25	16 15	13 10	- 22,5
- 25	0	10 55	13 30	15 25	16 20	16 45	17 —	16 55	16 40	15 45	12 50	- 25
- 27,5	0	10 —	13 —	14 30	15 20	15 50	15 55	15 55	15 10	12 40	- 27,5
- 30	0	9 40	12 5	13 35	14 30	14 50	15 —	14 35	12 20	- 30
- 32,5	0	9 10	11 25	12 55	13 35	14 —	13 55	12 5	- 32,5
- 35	0	8 25	10 55	12 10	12 55	13 10	11 45	- 35
- 37,5	0	8 10	10 15	11 30	12 20	11 15	- 37,5
- 40	0	7 35	9 50	11 20	11 —	- 40
- 42,5	0	7 20	10 5	10 40	- 42,5
- 45	0	8 40	10 10	- 45
- 50	0	8 55	- 50
- 60	0	- 60

von $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ und an der Wand ebenso groß $\delta = 32\frac{1}{2}^\circ$, wie es bei feuchtem Sande und rauher Wand etwa zu erwarten ist, so ergibt sich nach

Tabelle 2 das Verhältnis der Hauptspannungen $\frac{p}{q} = n$ zu 3,33 und nach

Tabelle 3 die Neigung der Spannungsellipse (der großen Achse) gegen die Wand $\alpha_1 = 28\frac{3}{4}^\circ$ und daher gegen die Lotrechte $= 23\frac{3}{4}^\circ$. Die Neigung der Erdoberfläche bzw. der dazu parallelen Fläche bc gegen die kleine Achse der Spannungsellipse beträgt daher $\alpha = 33\frac{3}{4}^\circ$ und daraus

Tabelle 7 (s. Abb. 35).

Wandwinkel der Gleitfläche [$\alpha_1 - (45^\circ - \rho/2)$] bei „passivem“ Erddruck und positivem $\delta(+)$.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	$= \rho$
°	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	°
$\delta = 0$	52 30	53 45	55 —	56 15	57 30	58 45	60 —	61 15	62 30	63 45	65 —	66 15	67 30	70 —	75 —	0 = δ
+ 5	40 10	42 50	45 5	47 10	49 5	50 50	52 30	54 5	55 40	57 15	58 40	60 5	61 30	64 20	69 40	+ 5
+ 10	26 30	31 10	34 40	37 50	40 30	42 50	44 50	46 55	48 45	50 25	52 10	53 45	55 25	58 25	64 15	+ 10
+ 15	0	16 35	22 40	27 40	31 10	34 20	36 55	39 15	41 40	43 35	45 35	47 30	49 15	52 40	58 45	+ 15
+ 17,5	.	0	15 15	21 45	26 15	29 45	32 45	35 30	38 —	40 15	42 20	44 15	46 10	49 40	56 —	+ 17,5
+ 20	.	.	0	14 55	20 45	25 —	28 25	31 30	34 15	36 40	38 55	41 —	43 5	46 40	53 20	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0	14 10	19 45	23 —	27 20	30 20	33 —	35 30	37 45	39 55	43 45	50 40	+ 22,5
+ 25	0	13 25	18 30	22 55	26 20	29 15	32 —	34 25	36 40	40 45	47 50	+ 25
+ 27,5	0	12 30	18 —	22 —	25 20	28 20	30 55	33 25	37 40	45 10	+ 27,5
+ 30	0	12 10	17 5	21 5	24 30	27 20	30 —	34 35	42 20	+ 30
+ 32,5	0	11 40	16 25	20 25	23 35	26 30	31 25	39 35	+ 32,5
+ 35	0	10 55	15 55	19 40	22 55	28 10	36 45	+ 35
+ 37,5	0	10 40	15 15	19 —	24 50	33 45	+ 37,5
+ 40	0	10 5	14 50	21 20	31 —	+ 40
+ 42,5	0	9 50	17 35	28 10	+ 42,5
+ 45	0	13 40	25 10	+ 45
+ 50	0	18 55	+ 50
+ 60	0	+ 60

Tabelle 8 (s. Abb. 36).

Wandwinkel der Gleitfläche [$180^\circ - \alpha_1 - (45^\circ - \rho/2)$] bei „passivem“ Erddruck und negativem $\delta(-)$.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	$= \rho$
°	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	° /	°
$\delta = 0$	52 30	53 45	55 —	56 15	57 30	58 45	60 —	61 15	62 30	63 45	65 —	66 15	67 30	70 —	75 —	0 = δ
- 5	64 50	64 40	64 55	65 20	65 55	66 40	67 30	68 25	69 20	70 15	71 20	72 25	73 30	75 40	80 20	- 5
- 10	78 30	76 20	75 20	74 40	74 30	74 40	75 10	75 35	76 15	77 5	77 50	78 45	79 35	81 35	85 45	- 10
- 15	105 —	90 55	87 20	84 50	83 50	83 10	83 5	83 15	83 20	83 55	84 25	85 —	85 45	87 20	91 15	- 15
- 17,5	.	107 30	94 45	90 45	88 45	87 45	87 15	87 —	87 15	87 40	88 15	88 15	88 50	90 20	94 —	- 17,5
- 20	.	.	110 —	97 35	94 15	92 30	91 35	91 —	91 45	90 50	91 5	91 30	91 55	93 20	96 40	- 20
- 22,5	.	.	.	112 30	100 50	97 45	96 10	95 10	94 40	94 30	94 30	94 45	95 5	96 15	99 20	- 22,5
- 25	115 —	104 5	101 30	99 35	98 40	98 15	98 —	98 5	98 20	99 15	102 10	- 25
- 27,5	117 30	107 30	104 30	103 —	102 10	101 40	101 35	101 35	102 20	104 50	- 27,5
- 30	120 —	110 20	107 55	106 25	105 30	105 10	105 —	105 25	107 40	- 30
- 32,5	122 30	113 20	111 5	109 35	108 55	108 30	108 35	110 25	- 32,5
- 35	125 —	116 35	114 5	112 50	112 5	111 50	113 15	- 35
- 37,5	127 30	119 20	117 15	116 —	115 10	116 15	- 37,5
- 40	130 —	122 25	120 10	118 40	119 —	- 40
- 42,5	132 30	125 10	122 25	121 50	- 42,5
- 45	135 —	126 20	124 50	- 45
- 50	140 —	131 5	- 50
- 60	150 —	- 60

ergibt sich die Spannungsneigung auf diese Fläche, das ist die Neigung der Kraft S gegen die große Achse der Spannungselipse nach Gl. 13 zu rd. $11\frac{1}{3}^\circ$ oder gegen die Lotrechte zu $23\frac{3}{4} - 11\frac{1}{3} = 12\frac{5}{12}^\circ$.

Zerlegen wir nun die Kraft S in eine lotrechte und eine wagenrechte Seitenkraft V und L und nehmen vorläufig an, daß auf die Fläche dc genau die gleiche Kraft E_1 (in Größe, Richtung und Tiefenlage unter der Erdbodenoberfläche) wie auf die Fläche ab wirke, dann müßte, wenn diese letzte Annahme richtig sein soll, Gleich-

gewicht⁹⁾ zwischen den fünf an dem Erdprisma $abcd$ angreifenden Kräften E_1 , E_1' , V , L und G (Gewicht des Erdprismas) vorhanden sein. Von diesen Kräften ist $V = G$, wie sich aus dem Gleichgewicht der senkrechten Kräfte und Kraftkomponenten ergibt, und E_1' nach der Voraussetzung $= E_1$. Es wirken also auf das Erdprisma zwei Kräftepaare $E_1 \cdot e_1$ und $G \cdot e$ (Abb. 38) und außerdem die Einzelkraft L . Diese Kräfte können niemals im Gleichgewicht sein, solange L einen endlichen Wert hat; die Annahme war also unrichtig, daß die Spannungsverhältnisse sich mit der Entfernung von der Wand nicht ändern. Wir können aber das Gleichgewicht (bezw. die Gleichgewichtsmöglichkeit) in dem untersuchten Beispiele herstellen, wenn wir eine Kraft L' entgegengesetzt gleich L zu E_1 hinzufügen. Dann wirken auf das Erdprisma $abcd$ nur Kräftepaare, die im Gleichgewicht sein können. Setzen wir L' mit E_1 zusammen, dann erhalten wir die auf die Fläche dc wirkende Kraft E_2 unter einem Neigungswinkel δ_2 gegen die Flächensenkrechte geneigt.

Wir können nun die Untersuchung mit einem rechts benachbarten Erdprisma fortsetzen und mit der nun gewonnenen Erddruckrichtung E_2 . Es ändert sich entsprechend $\delta_2 < \delta_1$ die Richtung der großen Achse der Spannungsellipse und damit auch die Richtung von S und die Größe von L . L wird kleiner als bei dem zuerst untersuchten Prisma in unmittelbarer Wandnähe, und daher wird die Änderung der Kraft E mit der Entfernung von der Wand geringer werden, aber nicht gleich Null, solange nicht $L = \text{Null}$ wird, d. h. solange nicht die Spannung auf die Grundfläche bc (parallel zur Oberfläche) lotrecht gerichtet ist. Wir kommen also zu dem Schlusse: Die auf eine bestimmte Flächenrichtung und Flächengröße wirkende Kraft (und Spannung) ändert sich mit der Entfernung von der Wand in Richtung und Größe solange, bis die auf eine zur Erdbodenoberfläche parallele Fläche wirkende Spannung lotrecht ist, bzw. was dasselbe ist, bis der Erddruck auf eine lotrechte Fläche parallel zur Erdbodenoberfläche gerichtet ist. Die Änderung der Richtung geht anfangs schnell, dann bei weiterer Entfernung von der Wand immer langsamer vor sich und nähert sich schließlich asymptotisch einem Endzustande, bei dem der Erddruck auf eine senkrechte Fläche parallel zur Erdbodenoberfläche gerichtet ist. Dieser Endzustand wird genau erst in der Unendlichkeit erreicht, praktisch angenähert aber schon recht bald in verhältnismäßig geringer Entfernung von der Wand.

Die Erkenntnis, daß innerhalb der Erde Gleichgewicht vorhanden sein kann, wenn der Erddruck auf eine senkrechte Fläche überall parallel zur Oberfläche ist (oder was gleichbedeutend damit ist, wenn der Druck auf eine zur Oberfläche parallele Fläche überall senkrecht ist), hat verschiedene

⁹⁾ Für die Forderung des Gleichgewichtes macht es nichts aus, daß das Erdprisma in sich nicht fest ist und sich sogar bei dem Grenzfall des aktiven und passiven Erddruckes unmittelbar vor dem Bruch befindet. Ja das Gleichgewicht muß sogar auch noch während der unelastischen Deformation und während der Bewegung vorhanden sein, solange die Bewegungen langsam und die Beschleunigungskräfte verschwindend klein sind.

Autoren zu der Schlußfolgerung veranlaßt, daß der Erddruck auf eine senkrechte Wand (oder eine senkrechte Fläche in der Erde) stets parallel zur Oberfläche sein muß. Diese Schlußfolgerung ist falsch. Denn es kann auch Gleichgewicht in dem Erdkörper vorhanden sein, wenn sich die Richtung (und Größe) des Erddruckes auf eine senkrechte Fläche von Ort zu Ort dauernd ändert. Dieser letztere Zustand ist der allgemeinere, gewöhnlich vorhandene Fall, während die Fälle, in denen der Erddruck in der Nähe der Wand auf eine senkrechte Wand parallel zur Erdoberfläche ist, wohl vorkommen, aber seltenerer Sonderfälle darstellen.

Wir können aus der Abb. 38 noch einen zweiten wichtigen Schluß ziehen: Der Erddruck K wächst, abgesehen von der Frage der genauen Verteilung der Spannung nach der Tiefe, ungefähr mit dem Quadrat der Tiefe des Punktes b unter der Erdbodenoberfläche; der Druck S auf die Fläche $b c$ und damit auch die wagerechte Seitenkraft L wächst dagegen in dem gleichen Erdprisma nur etwa mit der einfachen Potenz der Tiefe.

Das Verhältnis $\frac{L}{E}$ nimmt daher mit der Tiefe ab und es ergibt sich daraus, daß die Änderung der Richtung (und Größe) des Erddruckes mit der Entfernung von der Wand oben in der Nähe der Oberfläche erheblich schneller vor sich geht als in größerer Tiefe.

Mit der Änderung einer Spannungsrichtung ändert sich nun auch die Richtung der (großen Achse der) Spannungsellipse und die Richtung der Gleitflächen in Abhängigkeit von der Wandentfernung und nähert sich in gewissem Abstände von der Wand bald dem Endzustande, der einer lotrechten Richtung der Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Flächenrichtung (bezw. einem parallel zur Oberfläche gerichteten Erddruck auf eine senkrechte Fläche) entspricht. An der Erdoberfläche der Erdhinterfüllung ist die Richtung der Gleitfläche in der Hauptsache durch die Neigung β der Oberfläche bestimmt und nicht durch die Wandneigung oder die Neigung des auf die Wand wirkenden Erddruckes.

4. Die Gleitfläche im ganzen zwischen Wand und Erdoberfläche und die Verteilung des Erddruckes nach der Tiefe.

Wir haben also zwei genaue bzw. angenähert genaue Anhaltspunkte für die Bestimmung der beim „aktiven“ und „passiven“ Erddruck wirklich zu erwartenden Gleitflächen. Nämlich einmal müssen die Gleitflächen an der Wand genau die Richtung haben, die sich aus der Spannungsellipse für die an der Wand als bekannt vorausgesetzte Spannungsneigung δ (in Verbindung mit der ebenfalls bekannten größten Erdspannungsneigung ϱ) und aus der Wandneigung α ergibt. Sodann müssen an der Oberfläche, besonders in etwas größerer Entfernung von der Wand die Gleitflächen angenähert die Richtung haben, die sich aus der Spannungsellipse bestimmen läßt, wenn man (bei gleichem Erdreibungswinkel ϱ) eine Spannungsneigung δ auf eine lotrechte Fläche gleich der Neigung β der Erdoberfläche setzt.

Beide Gleitflächen-Richtungen lassen sich ohne weiteres aus den Tabellen 5 bis 8 für die verschiedenen Fälle entnehmen. Beispielsweise würde sich bei „aktivem“ Erddruck und positivem δ (s. Tabelle 5! S. 47), wenn wir den oben behandelten Fall zugrunde legen (Wandneigung $\alpha = -5^\circ$, Erdneigung $\beta = +10^\circ$, $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ und $\delta = \varrho = +32\frac{1}{2}^\circ$), eine Neigung der Gleitfläche gegen die Wand von $57\frac{1}{2}^\circ$ ergeben, oder eine Neigung gegen die Horizontale von $90 + 5 - 57\frac{1}{2} = \vartheta = 37\frac{1}{2}^\circ$.

An der Erdoberfläche in einiger Entfernung von der Wand ergibt sich aus derselben Tabelle 5 für einen Winkel $\delta = \beta = 10^\circ$ und $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ die Neigung der Gleitfläche gegen eine lotrechte Ebene = rd. 33° oder gegen die Horizontale zu $\vartheta = \text{rd. } 57^\circ$.

Wir sehen also aus den Darlegungen: Die Gleitflächen im ganzen, von der Wand bis zur Erdoberfläche, können im allgemeinen keine Ebenen sein.

Nur wenn der Erddruck auf eine senkrechte Wand mit der Erdoberfläche gleichgerichtet ist, oder wenn er auf eine anders geneigte Wand so gerichtet ist, daß die Spannungsellipse für eine senkrechte Fläche eine zur Erdoberfläche parallele Spannungsrichtung ergibt, nur dann können die Gleitflächen im ganzen zwischen Wand und Erdoberfläche Ebenen sein und sind es auch wahrscheinlich. Nur dann können wir volle Übereinstimmung zwischen der Rechnung und der Wirklichkeit erwarten, wenn wir ebene Gleitflächen zugrunde legen. In diesen Fällen liefern aber auch alle bekannten Erddruckermittlungen (sowohl nach Rankine, als auch nach Coulomb, wie auch bei unmittelbarer Benutzung der Spannungsellipse) die gleichen Ergebnisse. Der Erddruck läßt sich nämlich in diesen Fällen auch unmittelbar aus der Spannungsellipse ableiten, da wir die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene dann kennen ($= \gamma h \cos \beta$, wenn h die senkrechte Tiefe der Ebene unter der Oberfläche ist). In dem oben behandelten Falle ($\alpha = -5^\circ$, $\beta = +10^\circ$ und $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$) und bei aktivem Erddruck würde beispielsweise schon die Herstellung einer Neigung der Wandkraft von etwa $\delta = 19^\circ$ diesen Zustand erzeugen, bei dem die Gleitflächen Ebenen sind (vergl. Tabelle 5, S. 47). Dasselbe ist der Fall, wenn der Erddruck auf eine unter dem Winkel $\alpha = -10^\circ$ (bezw. -15°) nach vorn geneigte Wand unter dem Neigungswinkel $\delta = \text{rd. } 26^\circ$ (bezw. rd. 30°) wirkt (vergl. Tabelle 5, S. 47).

Für passiven Erddruck würden wir im vorliegenden Beispiele ($\beta = +10^\circ$ und $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$) den gleichen Zustand haben, in dem die Gleitflächen Ebenen sind, wenn der Neigungswinkel der Wandspannung δ bei einer Wandneigung von

$\alpha = +10$	$+5$	0	-5	-10	-15°
$\delta = \text{rd. } 16\frac{1}{2}$	$13\frac{1}{2}$	10	$6\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{2}^\circ$

betragen würde (vergl. Tabelle 7 u. 8, S. 48). Wir brauchen nur in der Spalte für $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ den Wandwinkel bei $\delta = \beta$ aufzusuchen und dann soweit in der gleichen Spalte herunterzugehen, bis wir einen um die Wandneigung $-\alpha$ kleineren oder größeren Wandwinkel der Gleitfläche finden, und er-

halten dann durch Interpolieren den zugehörigen Neigungswinkel der Wandspannung δ .

Wir wollen diesen Fall, in dem die Spannung auf eine lotrechte Wand der Oberfläche parallel ist, den Rankineschen Sonderfall nennen. Denn nur in diesem Sonderfall hat die Rankinesche Erddrucktheorie überhaupt Berechtigung. In diesem Sonderfalle geben aber auch alle anderen brauchbaren Erddrucktheorien die gleichen Werte des „aktiven“ und „passiven“ Erddruckes unter der gleichen Voraussetzung, daß eben der Druck an der Wand die betreffende Richtung hat, welche nach der Spannungsellipse einem parallel zur Oberfläche gerichteten Druck auf eine lotrechte Fläche entspricht. Diese Richtung des Erddruckes auf eine Wand ist sehr wohl möglich, aber durchaus nicht immer vorhanden. Die Voraussetzung, daß eine solche Erddruckrichtung an der Wand vorhanden ist, bleibt daher eine Annahme und ist in jedem besonderen Falle erst nachzuweisen. Im allgemeinen ist der Druck auf die Wand anders gerichtet und der Rankinesche Sonderfall ist und bleibt ein Sonderfall.

Damit ist die Streitfrage, welcher Erddrucktheorie der Vorzug zu geben ist, der Coulombschen oder der Rankineschen, die schon vielfach die Öffentlichkeit recht lebhaft beschäftigt hat¹⁰⁾ und die von Zeit zu Zeit in der einen oder anderen Form immer wieder in der Literatur auftaucht, endgültig erledigt. Wenn man bedenkt, daß es sich bei der Rankineschen Erddrucktheorie lediglich um einen bestimmten Sonderfall handelt bei einer ganz bestimmten Neigung des Erddruckes auf die Wand, dann ist gar kein Widerspruch zwischen den verschiedenen erstlich in Betracht kommenden Erddrucktheorien mehr vorhanden. Infolge der Übereinstimmung gewinnen sie alle gleichmäßig an Vertrauen auf ihre Richtigkeit. Allerdings beschränkt sich die Rankinesche Theorie des unbegrenzten Erdkörpers lediglich auf diesen Sonderfall, während die Coulombsche Theorie allgemein anwendbar ist, aber wegen der Annahme ebener Gleitflächen, die der Wirklichkeit nicht immer genau entspricht, beiderseits des Rankineschen Sonderfalles (d. h. bei größerer oder kleinerer Neigung des Erddruckes auf die Wand, als es für diesen Sonderfall Voraussetzung ist) immerhin genau genommen auch nur als Näherung anzusehen ist. Es wird Sache des richtig angestellten¹¹⁾ Versuchs sein, nachzuweisen, wie groß die Unterschiede des Erddruckes zwischen den Rechnungsergebnissen nach der Coulombschen Theorie und der Wirklichkeit bei größeren Abweichungen von dem Rankineschen Sonderfall sein können. Die bisherigen Versuche haben praktisch besonders für den „aktiven“ Erddruck eine recht gute Übereinstimmung mit der Rechnung ergeben. Die

¹⁰⁾ Vergl. unter anderem die Auseinandersetzung zwischen Mohr und Müller-Breslau in Mohr, „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik“, Berlin 1905, und Müller-Breslau, „Erddruck auf Stützmauern“, Stuttgart 1906.

¹¹⁾ Die Forderung des richtig angestellten Versuchs muß hier besonders betont werden, da es sich beim Erddruck nicht um statisch eindeutig bestimmte Verhältnisse handelt und daher auch von dem sonst sorgfältig und vorsichtig arbeitenden Ingenieur bei Erddruckversuchen zuweilen Versuchsanordnungen gewählt werden, welche das Versuchsergebnis von vornherein einseitig beeinflussen und daher nicht völlig einwandfrei sind.

Unterschiede gegenüber den rechnerisch gefundenen Werten waren verhältnismäßig gering, auch bei stärkeren Abweichungen von dem Rankineschen Sonderfall. Bei größeren Versuchsreihen dürfte es sich empfehlen, die durch den Versuch festgestellten Unterschiede des Erddruckes gegenüber den Rechnungsergebnissen in Beziehung zu der Größe der Abweichung (beiderseits) von der Neigung des Erddruckes beim Rankineschen Sonderfall darzustellen und auch die Unterschiede der beim Versuch festgestellten Gleitflächen nach Form (eben, nach unten durchgebogen oder nach oben durchgebogen) und Richtung (Neigungswinkel φ) gegenüber den Annahmen (eben) und Ergebnissen der rechnerischen Ermittlung in Abhängigkeit von der Größe dieser Abweichung anzugeben.

Einen ungefähren Einblick in die zu erwartenden Unterschiede zwischen den Annahmen der Näherungsrechnung und den wirklichen Verhältnissen können wir durch Überlegung gewinnen:

a) Beim Rankineschen Sonderfall.

In Abb. 39 ist ein Erdprisma $abcd$ mit der Dicke Δ und der Länge $= 1$ dargestellt, welches durch zwei ebene lotrechte Seitenwände ab und cd von der Höhe h und unten durch eine zur Oberfläche parallele Ebene bc begrenzt ist, während es oben in ad die Oberfläche berührt. Auf die Fläche ab wirke der Erddruck E nach der Voraussetzung bei dem Rankineschen Sonderfall parallel zur Erdoberfläche. Auf die Fläche dc wirke wegen der Symmetrie der gleiche und entgegengesetzt gerichtete Erddruck E . Dann muß, wie schon oben (bei Abb. 38) nachgewiesen ist, der Druck V auf die zur Oberfläche parallele Ebene bc lotrecht sein und zwar gleich dem Gewichte G des Erdprismas $= \gamma \cdot h \cdot \Delta$. Die Spannung auf die Flächeneinheit von bc beträgt daher überall

$$\sigma = \frac{V}{bc} = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta.$$

Da die Gleitflächen an der Wand in der gleichen Neigung liegen wie an der Oberfläche und die Spannungsellipse daher auch überall die gleiche Neigung hat, so wird durch die Wand an diesem allgemeinen Spannungszustande nichts geändert. Auch an der Wand ist die Spannung auf eine zur Erdoberfläche parallele Fläche $= \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$ proportional der Tiefe, und darum ist auch die Spannung auf die Ebene der Wand selbst proportional der Tiefe.

Also beim Rankineschen Sonderfall sind die Gleitflächen wahrscheinlich im ganzen Ebenen; die Spannung auf die Wand nimmt genau im Verhältnis der Tiefe zu. Die Erddruckverteilungsfläche ist, wie in Abb. 42a u. 43a (S. 59 u. 61) dargestellt ist, ein Dreieck ghi und der Erddruck E auf die ganze Wand nimmt im Verhältnis mit dem Quadrat der Tiefe h zu. Dies gilt sowohl für den „aktiven“ als auch für den „passiven“ Erddruck; nur ist natürlich

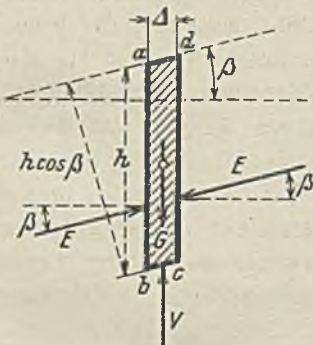


Abb. 39.

Spannungsrichtung beim Rankineschen Sonderfall.

die Neigung der Gleitflächen sowohl an der Wand als auch an der Oberfläche beim „passiven“ Erddruck erheblich flacher als beim „aktiven“ Erddruck.

b) Für den Fall, daß der Erddruck auf die Wand flacher geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall bzw. daß δ sogar negativ wird.

1) Beim aktiven Erddruck. In Abb. 40 ist wieder das schmale Erdprisma $abcd$ mit der Dicke d , senkrechten Seitenwänden und parallelen oberen und unteren Begrenzungen wie in Abb. 39 dargestellt, aber mit dem Unterschiede, daß nur der Druck E auf die senkrechte Ebene dc parallel zur Oberfläche angenommen ist (unter dem β gegen die Flächensenkrechte geneigt), während die Neigung des Druckes E_1 auf die Ebene ab unter einem kleineren δ ($\delta < \beta$, im vorliegenden Falle sogar negativ $= -\delta$ gezeichnet) gegen die Flächensenkrechte geneigt sein soll. Dieser anderen Spannungsneigung (δ kleiner als $+\beta$) entspricht auch eine andere Neigung der Spannungsellipse, die aus den Tabellen 3 u. 4, S. 46, entnommen werden kann, und zwar dreht beim aktiven Erddruck die (große Achse der) Spannungsellipse mit kleiner werdendem Neigungswinkel δ in der gezeichneten Wandstellung nach links (entgegen der Uhrzeigerbewegung) herum, d. h. oben nach der Wand zu. Dementsprechend muß die Neigung (ϑ) der Gleitflächen nach der Wand zu steiler werden, bis sie unmittelbar an der Wand mit der Neigung ϑ_1 der Spannungsneigung an der Wand entspricht. Die Gleit-

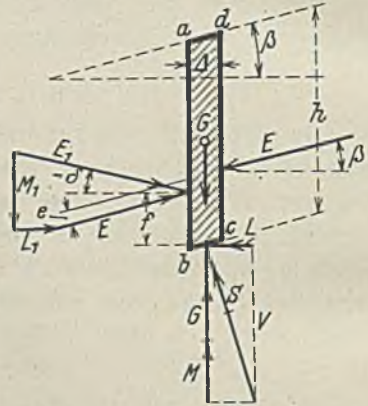


Abb. 40. Spannungsänderung in der Erde beim aktiven und passiven Erddruck, wenn δ nach der Wand zu kleiner oder negativ wird.

flächen im ganzen können also im allgemeinen (mit Ausnahme der Gleitflächen beim Rankineschen Sonderfall) keine Ebenen sein. Sie sind beim „aktiven“ Erddruck nach oben durchgebogen (vergl. Abb. 42b, S. 59), sobald die Spannungsneigung an der Wand (δ) negativ oder wenigstens kleiner als beim Rankineschen Sonderfall ist. Die Durchbiegung wird sich besonders in der Nähe der Wand bemerkbar machen und wird um so stärker sein, je weiter sich die Neigung des Erddruckes an der Wand von dem Rankineschen Sonderfall entfernt. Die Gleitflächenneigungen an der Wand und an der Erdoberfläche können wir aus den Tabellen 6 u. 5, S. 47 entnehmen (die letzteren, indem wir δ für eine lotrechte Wand $= \beta$ setzen).

Auch über die verhältnismäßige Größe des Erddruckes im Vergleich zum Rankineschen Sonderfall, die Lage des Angriffspunktes an der Wand und die Art der Verteilung des Erddruckes nach der Tiefe können wir in diesem allgemeinen Falle etwas aussagen.

Wenn sich mit kleiner werdendem Winkel δ (der Erddruckneigung) die große Achse der Spannungsellipse nach links dreht, wird sich, wie sich aus

den obigen Darlegungen der Eigenschaften der Spannungselipse ergibt, auch die Richtung des Druckes S auf die parallel zur Oberfläche gerichtete Fläche bc entgegengesetzt der Uhrzeigerbewegung drehen (vergl. Abb. 40). Zerlegen wir nun den Erddruck E_1 in eine Kraft genau gleich groß und entgegengesetzt gerichtet von E und außerdem in die lotrechte und wage-rechte Seitenkraft M_1 und L_1 und weiter die Kraft S in eine Kraft genau gleich groß und entgegengesetzt gerichtet wie das Gewicht des Erdprismas G und außerdem in die lotrechten und wagerechten Seitenkräfte M und L , dann müssen, wenn Gleichgewicht vorhanden sein soll, $M = M_1$ und $L = L_1$ sein und außerdem müssen die Momente gleich sein.

$$L \cdot f = E \cdot e + (\text{rd.}) M \cdot \frac{\delta}{2} \quad \dots \quad 23)$$

Wenn wir die Dicke des Erdprismas klein wählen, dann sind in der letzten Formel die Kräfte und Strecken L, M, e und δ klein im Vergleich zu den übrigen Kräften und Strecken E und f . Das Glied $M \frac{\delta}{2}$ ist daher eine kleine Größe zweiten Grades im Vergleich zu den beiden andern Gliedern und kann ihnen gegenüber vernachlässigt werden, wenn wir nur allgemeine Schlüsse aus der Gleichung ziehen wollen; sie lautet dann

$$\text{rd. } L \cdot f = E \cdot e \quad \dots \quad 24)$$

Daraus ergibt sich zweierlei: Einmal muß sich der Angriffspunkt (der Mittelkraft) des Erddruckes auf die Wand weiter nach unten verschieben, und wenn wir die Erddruckverteilung nach der Tiefe beim Rankineschen Sonderfall (und damit auch angenähert allgemein in größerer Entfernung von der Wand) als dreieckförmig erkannt haben, dann kann die Erddruckverteilung an der Wand allgemein nicht dreieckförmig geradlinig sein. Im vorliegenden Fall beim aktiven Erddruck und für δ kleiner als β (oder negativ) ist die Erddruckverteilungslinie nach innen (hohl) durchgebogen. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes liegt tiefer als $\frac{2}{3}h$ ($> \frac{2}{3}$ der Wandtiefe).

Weiter ist die Kraft E_1 größer als E , weil sie sich aus E, L (und M) zusammensetzt. Die Erddruckverteilungslinie gi verläuft daher außerhalb des Erddruckdreiecks gih für den Rankineschen Sonderfall, wie in Abb. 42b, (S. 59) dargestellt ist.

Für größere Tiefen h nimmt E annähernd mit dem Quadrate der Tiefe, L und f annähernd mit der einfachen Potenz der Tiefe, also $L \cdot f$ auch mit dem Quadrat der Tiefe zu. Daraus können wir den wahrscheinlichen Schluß ziehen, daß sich der Abstand e des Angriffspunktes des Erddruckes an der Wand vom unteren Drittelpunkte der Tiefe bald einem annähernd festen Werte $\frac{2}{3}\eta_1$ nähert. Damit würde gesagt sein, daß sich die Erddruck-Verteilungslinie bei größerer Tiefe h_1 wahrscheinlich wieder einer Geraden nähert, die auf der senkrechten Grundlinie bei Verlängerung nach oben die Tiefe η_1 abschneidet (vergl. Abb. 42b die Strecke gn).

Der Druck und die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist größer als das Gewicht des darüberliegenden Erdprismas, wie aus Abb. 40 unmittelbar hervorgeht ($S > G$).

Wir können die Ergebnisse für diesen Fall des aktiven Erddruckes (δ kleiner als beim Rankineschen Sonderfall bzw. negativ) kurz nochmals zusammenfassen.

1. Die Neigung der Gleitflächen ϑ_0 ist an der Oberfläche in der Hauptsache von der Neigung der Oberfläche abhängig. Sie ergibt sich aus Tabelle 5 u. 6, S. 47 für $\delta = \beta$ gegen die Lotrechte.

2. Die Neigung der Gleitflächen ϑ_1 an der Wand ist nur von der Neigung δ des Erddruckes gegen die Senkrechte zur Wand und von der Wandneigung abhängig. Die Neigung der Gleitflächen gegen die Wand ergibt sich aus Tabelle 5 u. 6.

3. Die Gleitflächen sind für diesen Fall im ganzen zwischen Wand und Oberfläche keine Ebenen, sondern sie sind nach oben durchgebogen. Diese Krümmung macht sich am meisten in der Nähe der Wand bemerkbar, sie ist um so stärker, je weiter die Neigung des Erddruckes δ auf die Wand von der Neigung beim Rankineschen Sonderfall abweicht.

4. Die Verteilung des Erddruckes auf die Wand nach der Tiefe ist nicht geradlinig dreieckförmig. Die Verteilungslinie $g i$ biegt sich hohl nach innen durch; sie liegt ganz außerhalb des Erddruckdreiecks $g h i_1$ für den Rankineschen Sonderfall. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes auf die Wand liegt tiefer als $\frac{2}{3} h$.

5. Bei größerer Tiefe nähert sich die Erddruckverteilungslinie $g i$ wieder einer Geraden, welche die lotrechte Grundlinie in einer Tiefe $g n = \eta_1$ schneidet. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes auf die Wand liegt bei größerer Wandtiefe ungefähr um $\frac{2}{3} \eta_1$ unter dem unteren Drittelpunkt der Tiefe.

6. Die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist in der Wandnähe größer als beim Rankineschen Sonderfall, also größer als $\gamma \cdot h \cdot \cos \beta$.

2) Beim „passiven“ Erddruck liegt die große Achse der Spannungsellipse mehr oder weniger wagrecht. Der Wandwinkel α der großen Achse schwankt um 90° beiderseits, und zwar dreht die (große Achse der) Spannungsellipse bei Abnahme der Neigung des Erddruckes auf die Wand (δ negativ bzw. kleiner als β) nach rechts mit der Uhrzeigerbewegung. Trotzdem dreht die Kraft S auf die parallel zur Oberfläche gerichtete Ebene $b c$ in diesem Fall nach links und entgegengesetzt der Uhrzeigerbewegung, ebenso wie bei dem aktiven Erddruck dieses Falles (wie sich durch Auftragen der Spannungsellipse und Anwendung der Formel 13) $\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} i}{n}$ leicht nachweisen läßt).

Die Abb. 40 gilt daher in gleicher Weise wie für den „aktiven“ Erddruck auch für den „passiven“ Erddruck, wenn der Neigungswinkel des Erddruckes auf die Wand gegen die Senkrechte auf die Wand kleiner als beim Rankineschen Sonderfall (bzw. negativ) ist. Wir können die Schlußfolgerungen aus der Abb. 40 daher sofort hinschreiben, wie sie in Abb. 43b (S. 61) dargestellt sind:

1. Die Neigung der Gleitflächen ϑ_0 ist an der Oberfläche in der Hauptsache von der Neigung der Erdoberfläche abhängig. Sie ergibt sich aus Tabelle 7 u. 8, S. 48 für $\delta = \beta$ gegen die Lotrechte.

2. Die Neigung der Gleitflächen ϑ_1 an der Wand ist nur von der Neigung δ des Erddruckes gegen die Flächensenkrechte und von der Wandneigung abhängig. Die Wandneigung der Gleitflächen ergibt sich aus Tabelle 7 u. 8, S. 48.

3. Die Gleitflächen im ganzen sind im allgemeinen keine Ebenen. Für den Fall, daß die Neigung δ des Erddruckes auf die Wand kleiner als beim Rankineschen Sonderfall (bezw. negativ) ist, sind die Gleitflächen nach unten durchgebogen. Diese Krümmung macht sich am meisten in der Nähe der Wand bemerkbar und ist um so stärker, je weiter die Neigung des Erddruckes δ auf die Wand von der Neigung beim Rankineschen Sonderfall abweicht.

4. Die Verteilung des Erddruckes auf die Wand nach der Tiefe ist nicht geradlinig dreieckförmig. Die Verteilungslinie gi biegt sich nach innen hohl durch; sie liegt ganz außerhalb des Erddruckdreiecks ghi_1 für den Rankineschen Sonderfall. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes an der Wand liegt tiefer als $\frac{2}{3}h$.

5. Bei größerer Tiefe nähert sich die Erddruckverteilungslinie gi wieder einer Geraden, welche die lotrechte Grundlinie in einer Tiefe $gn = \eta_1$ schneidet. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes auf die Wand liegt bei größerer Wandtiefe ungefähr um $\frac{2}{3}\eta_1$ unter dem unteren Drittpunkt der Tiefe.

6. Die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist in der Wandnähe größer als beim Rankineschen Sonderfall, also größer als $\gamma \cdot h \cdot \cos \beta$.

Es war bereits oben (S. 43) bei Behandlung dieses Falles darauf hingewiesen, daß sich an der Wand nach unten (von der Wand weg) fallende Gleitflächen mit negativem Neigungswinkel ϑ ergeben können. Bei Annahme von ebenen Gleitflächen im ganzen zwischen Wand und Erdoberfläche der Hinterfüllung würden natürlich solche Gleitflächen undenkbar sein, wenn nicht die Oberfläche der Erdhinterfüllung stärker nach hinten geneigt ist als die Gleitfläche, d. h. wenn nicht β kleiner als ϑ ist. In Wirklichkeit löst sich der Widerspruch durch die Krümmung der Gleitfläche. Es ist sehr wohl möglich, daß auch bei horizontaler oder nach hinten ansteigender Hinterfüllung an der Wand Gleitflächen auftreten, welche flacher geneigt sind als die Erdoberfläche oder sogar nach hinten abfallen ($-\vartheta$). Wenn wir trotzdem später für fast alle praktischen Fälle vorwiegend mit ebenen Gleitflächen rechnen werden, so geschieht das in vollem Bewußtsein, daß es sich dabei mit Ausnahme des Rankineschen Sonderfalles um Näherungsrechnungen handelt und um willkürliche Annahmen, die wir aufgeben oder ändern müssen, wenn wir uns damit allzuweit von der Wirklichkeit der krummen Gleitflächen entfernen.

Dieselbe Willkür und Unsicherheit liegt aber auch vor, wenn wir mit krummen Gleitflächen rechnen und nun irgend welche Gleichungen der

krummer Linie (z. B. Kreis, Parabel, Ellipse, Hyperbel) zugrunde legen, weil auch diese nicht genau mit der krummen Gleitfläche in Wirklichkeit übereinstimmen werden. Trotzdem werden wir auch solche einfach gekrümmten Gleitflächen später der Untersuchung zugrunde legen und prüfen, wie weit sich die Ergebnisse von denjenigen bei Annahme ebener Gleitflächen unterscheiden. Wenn auch beide Annahmen wissenschaftlich nur Näherungen sind, so werden sie doch, wenn ihre Ergebnisse wenig voneinander abweichen, sich gegenseitig stützen und unser Vertrauen auf die praktische Genauigkeit der Ergebnisse stärken. Solche Doppeluntersuchungen nach zwei verschiedenen Methoden, im übrigen aber für die gleichen Reibungswinkel (ρ in der Erde und δ an der Wand) sollte man bei großen wichtigen Bauwerken nicht versäumen, wenn solche zur Annäherung an die wirklichen Verhältnisse führen können. Man wird dadurch die Sicherheit der Untersuchungen und der Bauwerke mehr fördern als durch genaue Rechnungen auf Hundertstel oder Bruchteile von Prozenten scheinbarer Genauigkeit.

c) Für den Fall, daß der Erddruck auf die Wand mehr (nach der positiven Seite des Winkels δ) geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall.

1) Beim aktiven Erddruck. Wir beziehen uns auf die Abb. 41. Das Erdprisma $abcd$ ist in gleicher Weise wie bei den bisherigen Fällen mit der Dicke A , senkrechten Seitenwänden und parallelen oberen und unteren Begrenzungen dargestellt; nur ist die Neigung δ des Erddruckes E_2 auf die Fläche ab größer als die Neigung β des Erddruckes E auf die Fläche dc (d. h. größer als beim Rankineschen Sonderfall). Dieser Drehung des Erddruckes E_2 (d. i. der Spannungsrichtung auf eine senkrechte Fläche) links herum, entgegengesetzt der Uhrzeigerbewegung, entspricht eine umgekehrte Drehung der großen Achse der (beim aktiven Erddruck steil stehenden) Spannungsellipse (vergl. die Tabellen 3 u. 4, S. 46) rechts herum im Sinne der Uhrzeigerbewegung. Die Neigung der Spannungsellipse im Erdreich wird nach der Wand zu immer flacher, und im gleichen Sinne drehen sich in größerer Nähe der Wand die Gleitflächen; sie werden immer flacher, bis sie an der Wand mit der Neigung ϑ_1 der dort vorhandenen Spannungsneigung auf die Wand entsprechen (vergl. Tabellen 5 u. 6, S. 47). Bei steilgestellter Spannungsellipse (für „aktiven“ Erddruck) dreht sich in diesem Falle auch die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Fläche und damit die Kraft S rechts herum (Uhrzeigerbewegung), wie in Abb. 41 dargestellt ist. Zerlegen wir nun wieder den Erddruck E_2 in eine Kraft genau gleich groß und entgegengesetzt gerichtet wie E und außerdem in die lotrechte und wagerechte Seitenkraft M_1 und L_1 und weiter die Kraft S in eine Kraft gleich groß und

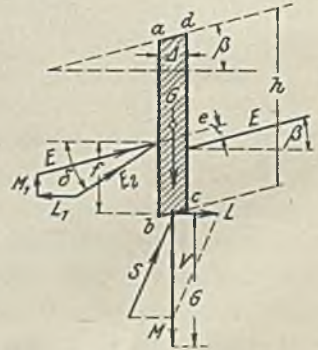


Abb. 41. Spannungsänderung in der Erde beim aktiven und passiven Erddruck, wenn δ nach der Wand zu größer im positiven Sinne wird.

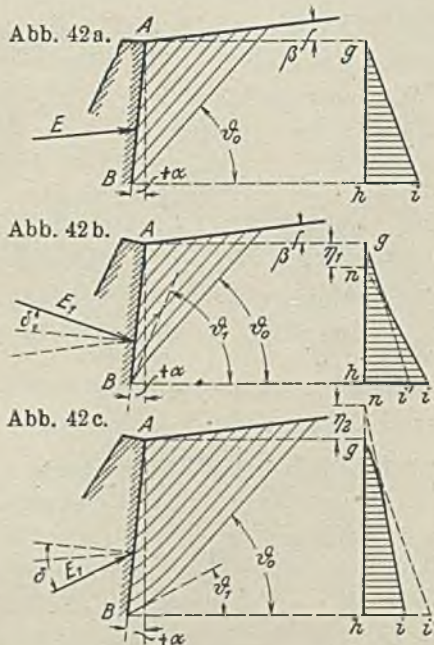
entgegengerichtet dem Gewicht G des Prismas und außerdem in die lotrechte und wagerechte Seitenkraft M und L , dann muß, um der Gleichgewichtsbedingung zu genügen, $M = M_1$ und $L = L_1$ sein und außerdem die Momente

$$L \cdot f = E \cdot e - \text{rd. } M \cdot \frac{A}{2} \quad 25)$$

oder, wie auf Seite 55 ausgeführt ist, rd. $L \cdot f = E \cdot e$ (vergl. Formel 24).

Das besagt: Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes auf eine senkrechte Fläche muß sich bei Annäherung an die Wand nach oben verschieben, und es muß schließlich auch die Mittelkraft des Erddruckes auf die Wand höher an der Wand, oberhalb des unteren Drittpunktes, angreifen als beim Rankineschen Sonderfall.

Dieser allgemeine Fall, bei dem der Erddruck auf die Wand von oben nach unten gerichtet ist, kommt praktisch am allerschäufigsten vor.



Form der Gleitflächen und Erddruckverteilung nach der Tiefe bei aktivem Erddruck.

Wir können im übrigen die Ergebnisse der Schlüsse aus der Untersuchung der Spannungselipse wie oben S. 56 kurz zusammenfassen.

1. Die Neigung der Gleitflächen φ_0 an der Oberfläche ergibt sich aus Tabelle 5 u. 6, S. 47 für die Neigung gegen die Lotrechte $\delta = \beta$.

2. Die Neigung der Gleitflächen φ_1 an der Wand ergibt sich ebenfalls für die als bekannt vorausgesetzte Neigung δ des Erddruckes auf die Wand aus Tabelle 5 u. 6, S. 47.

3. Die Gleitflächen im ganzen sind im allgemeinen keine Ebenen. Sie sind in diesem Falle nach unten durchgebogen, und zwar um so mehr,

je weiter die Neigung δ des Erddruckes an der Wand von der Neigung beim Rankineschen Sonderfall abweicht (s. Abb. 42c).

4. Die Verteilung des Erddruckes auf die Wand ist nicht geradlinig dreieckförmig. Die Verteilungslinie gi biegt sich gewölbt nach außen durch; sie liegt ganz innerhalb des Erddruckdreiecks ghi_1 für den Rankineschen Sonderfall. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes auf die Wand liegt weniger tief (höher) als $\frac{2}{3} h$ (vergl. Abb. 42c).

5. Bei größerer Tiefe nähert sich die Erddruckverteilungslinie gi wieder einer Geraden, welche die lotrechte Grundlinie in einer Höhe $gn = \eta_2$ über der Erdoberfläche schneidet. Bei größerer Wandtiefe liegt der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes auf die Wand ungefähr um $\frac{2}{3} \eta_2$ über dem unteren Drittelpunkt der Tiefe.

6. Die Spannung auf eine zur Oberfläche parallele Ebene ist bei diesen Fällen in der Wandnähe kleiner als beim Rankineschen Sonderfall, also kleiner als $\gamma \cdot h \cdot \cos \beta$.

2) Beim passiven Erddruck ist im allgemeinen die kleine Achse der Spannungsellipse nach oben gerichtet und mehr oder weniger gegen die Lotrechte geneigt, während die große Achse beiderseits der Wagerechten liegt. Die (große Achse der) Spannungsellipse dreht bei Zunahme der Neigung δ des Erddruckes auf die Wand (δ positiv bzw. größer als β) nach links, entgegen der Uhrzeigerbewegung (vergl. Tabelle 4). Trotzdem dreht die Kraft S auf eine zur Oberfläche parallel gerichtete Ebene bc (vergl. Abb. 41) in diesem Falle (d. h. wenn δ größer als beim Rankineschen Sonderfall ist) nach rechts im Sinne der Uhrzeigerbewegung (wie sich durch Auftragen der Spannungsellipse und Anwendung der Formel 13) $\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} i}{n}$ ergibt).

Die Abb. 41 gilt daher in gleicher Weise ebenso wie für den „aktiven“ Erddruck auch für den „passiven“ Erddruck, wenn der Neigungswinkel δ des Erddruckes auf die Wand größer ist als beim Rankineschen Sonderfall (nach der positiven Seite). Alle vorhin unter c) 1) gemachten Überlegungen gelten daher auch hier, und wir können die Schlußfolgerungen aus der Spannungsellipse nach der Abb. 41 sofort hinschreiben, wie sie in Abb. 43c dargestellt sind.

1. Die Neigung der Gleitflächen ϑ_0 an der Oberfläche ergibt sich aus den Tabellen 7 u. 8 für die Neigung δ gegen eine lotrechte Wand $= \beta$.

2. Die Neigung der Gleitflächen ϑ_1 an der Wand ergibt sich ebenfalls für die zugrunde gelegte Neigung δ des Erddruckes auf die Wand aus den Tabellen 7 u. 8.

3. Die Gleitflächen sind nach oben durchgebogen (vergl. Abb. 43c), sonst genau wie unter Nr. 3 beim „aktiven“ Erddruck unter Abschnitt c) 1).

- | | | |
|----|--|--|
| 4. | | genau wie oben unter c) 1) beim aktiven Erddruck |
| 5. | | |
| 6. | | |

Im Vorhergehenden haben wir die in Wirklichkeit auftretenden Spannungsverhältnisse für die verschiedenen möglichen Fälle um den Rankineschen Sonderfall herum gruppiert. Wenn der Rankinesche Sonderfall selbst auch in Wirklichkeit wohl nur in seltenen Ausnahmefällen vorliegen wird, so hat er doch als mittlerer Bezugsfall eine gewisse Bedeutung. Er ist auch praktisch wichtig, weil sich bei ihm Tiefenlage und Größe des Erddruckes einwandfrei bestimmen läßt. Infolgedessen ist es von Wert, wenn man schnell feststellen kann, ob man es in einem vorliegenden Falle genau (oder angenähert) mit dem Rankineschen Sonderfall zu tun hat.

Abb. 43 a.

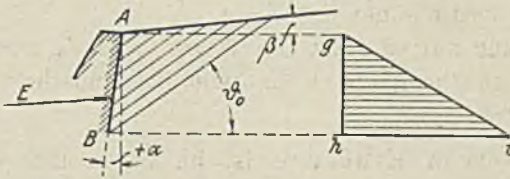


Abb. 43 b.

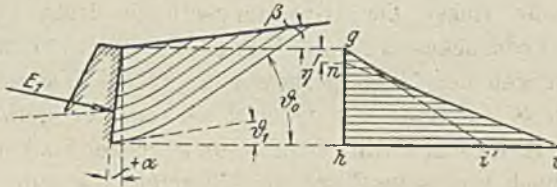
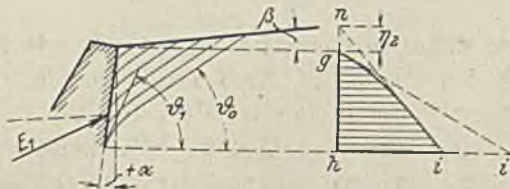


Abb. 43 c.



Form der Gleitflächen und Erddruckverteilung nach der Tiefe bei passivem Erddruck.

In der nachfolgenden Tabelle 9 sind daher die Größen des Neigungswinkels δ des Erddruckes auf die Wand überschläglich ausgerechnet angegeben, welche bei verschiedener Wandneigung α , verschiedener Gelände- neigung β und verschiedenem Erdreibungswinkel ρ den Rankineschen Sonderfall ergeben.

Liegt ein solcher Fall vor, dann vereinfacht sich die Rechnung. In den anderen Fällen müssen wir zu Näherungsrechnungen greifen, die zwar wissenschaftlich nicht einwandfrei, aber praktisch brauchbar und in den meisten vorkommenden Fällen hinreichend genau sind.

Tabelle 9.

Neigungswinkel δ des Erddruckes auf die Wand
beim Rankineschen Sonderfall

für eine Neigung β der Erdoberfläche
und einen größten Reibungswinkel ϱ im Erdinnern.

I. Beim „aktiven“ Erddruck.

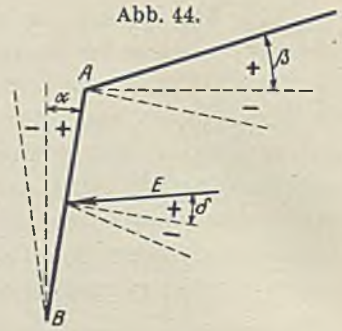


Abb. 44.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5°
-------------	-----	------	----	------	----	------	----	-------

1. für eine Wandneigung $\alpha = -30^\circ$

$\beta =$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
-30
-20
-15	- 5 .5	+ 6 30	- 5 .5	+ 10 15	+ 17 .5	+ 22 15	+ 26 35	+ 30 55	+ 31 45	+ 32 20
-10	+ 8 40	+ 12 50	+ 11 55	+ 17 10	+ 21 15	+ 25 .5	+ 28 25	+ 31 45	+ 32 20	+ 32 20
- 5	+ 12 45	+ 15 40	+ 16 25	+ 20 .5	+ 23 30	+ 26 35	+ 29 25	+ 32 20	+ 32 20	+ 32 25
0	+ 14 30	+ 17 ..	+ 18 35	+ 21 30	+ 24 35	+ 27 20	+ 29 50	+ 32 25	+ 32 25	+ 32 25
+ 5	+ 15 ..	+ 17 30	+ 19 40	+ 22 20	+ 24 55	+ 27 25	+ 30 ..	+ 32 30	+ 32 30	+ 32 30
+ 10	+ 14 20	+ 17 .5	+ 20 ..	+ 22 30	+ 25 ..	+ 27 25	+ 29 55	+ 32 15	+ 32 15	+ 32 15
+ 15	+ 8 50	+ 15 10	+ 19 40	+ 22 20	+ 24 50	+ 27 15	+ 29 30	+ 31 55	+ 31 55	+ 31 55
+ 20	.	.	+ 18 20	+ 21 25	+ 24 ..	+ 26 35	+ 28 55	+ 31 15	+ 31 15	+ 31 15
+ 30	.	.	+ 12 10	+ 19 .5	+ 22 25	+ 25 20	+ 27 50	+ 30 25	+ 30 25	+ 30 25
	+ 19 .5	+ 26 20	+ 26 20	+ 26 20

2. für eine Wandneigung $\alpha = -20^\circ$

$\beta =$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
-30
-20
-15	- 10 40	- 1 50	- 13 40	- 1 40	+ 4 45	+ 10 25	+ 15 30	+ 20 50	+ 20 50	+ 20 50
-10	+ 2 25	+ 6 10	+ 2 45	+ 7 45	+ 12 ..	+ 16 20	+ 20 25	+ 24 50	+ 24 50	+ 24 50
- 5	+ 8 20	+ 10 55	+ 9 30	+ 13 10	+ 16 45	+ 20 15	+ 23 35	+ 27 15	+ 27 15	+ 27 15
0	+ 11 45	+ 14 .5	+ 13 45	+ 16 45	+ 19 50	+ 22 55	+ 25 55	+ 29 10	+ 29 10	+ 29 10
+ 5	+ 13 55	+ 16 10	+ 16 45	+ 19 20	+ 22 .5	+ 24 50	+ 27 30	+ 30 30	+ 30 30	+ 30 30
+ 10	+ 15 ..	+ 17 25	+ 18 35	+ 21 .5	+ 23 40	+ 26 15	+ 28 40	+ 31 25	+ 31 25	+ 31 25
+ 15	+ 12 ..	+ 17 10	+ 19 40	+ 22 10	+ 24 40	+ 27 .5	+ 29 40	+ 32 10	+ 32 10	+ 32 10
+ 20	.	.	+ 20 ..	+ 22 30	+ 25 ..	+ 27 25	+ 29 55	+ 32 25	+ 32 25	+ 32 25
+ 30	.	.	+ 15 25	+ 21 50	+ 24 55	+ 27 25	+ 29 55	+ 32 30	+ 32 30	+ 32 30
	+ 24 20	+ 30 40	+ 30 40	+ 30 40

3. für eine Wandneigung $\alpha = -15^\circ$

$\beta =$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
-30
-20
-15	- 14 ..	- 6 -	- 16 30	- 7 40	- 2 35	+ 2 10	+ 6 40	+ 11 45	+ 11 45	+ 11 45
-10	- 1 .5	+ 2 .5	- 2 25	+ 1 45	+ 5 20	+ 9 20	+ 13 .5	+ 17 .5	+ 17 .5	+ 17 .5
- 5	+ 5 20	+ 7 30	+ 4 45	+ 8 ..	+ 11 15	+ 14 30	+ 17 40	+ 21 25	+ 21 25	+ 21 25
0	+ 9 45	+ 11 30	+ 9 50	+ 12 35	+ 15 20	+ 18 15	+ 21 10	+ 24 20	+ 24 20	+ 24 20
+ 5	+ 12 40	+ 14 30	+ 13 40	+ 16 .5	+ 18 30	+ 21 10	+ 23 45	+ 26 45	+ 26 45	+ 26 45
+ 10	+ 14 55	+ 16 35	+ 16 35	+ 18 55	+ 21 10	+ 23 30	+ 25 55	+ 28 40	+ 28 40	+ 28 40
+ 15	+ 13 10	+ 17 ..	+ 18 40	+ 20 45	+ 23 .5	+ 25 15	+ 27 35	+ 30 10	+ 30 10	+ 30 10
+ 20	.	.	+ 19 55	+ 22 20	+ 24 30	+ 26 45	+ 28 55	+ 31 25	+ 31 25	+ 31 25
+ 30	.	.	+ 17 40	+ 22 29	+ 25 ..	+ 27 30	+ 29 45	+ 32 15	+ 32 15	+ 32 15
	+ 26 35	+ 32 ..	+ 32 ..	+ 32 ..

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5°
4. für eine Wandneigung $\alpha = -10^\circ$								
$\beta = -30$
-20	.	.	-18 35	-12 55	-9 35	-6 25	-27 30	-19 ..
-15	-14 ..	-9 40	-7 20	-4 25	-2 ..	+1 10	+3 45	+0 35
-10	-4 30	-2 15	0 20	+1 50	+4 25	+6 55	+9 35	+12 40
-5	+2 ..	+3 30	+5 10	+7 15	+9 25	+11 40	+14 .5	+16 50
0	+6 40	+8 10	+9 50	+11 40	+13 40	+15 45	+17 55	+20 25
+5	+10 35	+12 ..	+13 35	+15 15	+17 10	+19 10	+21 10	+23 30
+10	+13 50	+15 10	+16 45	+18 25	+20 10	+22 ..	+24 ..	+26 25
+15	+14 10	+17 20	+19 10	+20 55	+22 45	+24 30	+26 20	+28 30
+20	.	.	+18 55	+22 30	+24 55	+26 25	+28 20	+30 25
+30	+28 20	+32 30

5. für eine Wandneigung $\alpha = -5^\circ$								
$\beta = -30$
-20	.	.	-19 40	-17 .5	-15 35	-14 .5	-12 20	-10 30
-15	-14 40	-12 40	-11 40	-10 10	-9 ..	-7 25	-6 .5	-4 40
-10	-7 40	-6 20	-5 30	-4 15	-2 55	-1 35	0 20	+1 35
-5	-1 30	-0 50	0 .5	+1 10	+2 20	+3 35	+4 55	+6 35
0	+3 30	+4 15	+5 10	+6 10	+7 20	+8 25	+9 45	+11 15
+5	+8 ..	+8 50	+9 45	+10 45	+11 45	+12 55	+14 .5	+15 35
+10	+12 25	+13 .5	+13 55	+14 50	+15 50	+16 50	+18 10	+19 25
+15	+14 50	+16 30	+17 35	+18 30	+19 40	+20 40	+21 50	+23 20
+20	.	.	+19 40	+21 45	+22 55	+24 .5	+25 15	+26 35
+30	+29 30	+32 ..

6. für eine Wandneigung $\alpha = 0$ (senkrecht)								
$\beta = -30$
-20	.	.	-20 ..	-20 ..	-20 ..	-20 ..	-20 ..	-20 ..
-15	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..	-15 ..
-10	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..	-10 ..
-5	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..	-5 ..
0	0	0	0	0	0	0	0	0
+5	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..	+5 ..
+10	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..	+10 ..
+15	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..	+15 ..
+20	.	.	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..	+20 ..
+30	+30 ..	+30 ..

7. für eine Wandneigung $\alpha = +5^\circ$								
$\beta = -30$
-20	.	.	-19 40	-21 45	-22 55	-24 .5	-29 30	-32 ..
-15	-14 50	-16 30	-17 35	-18 30	-19 40	-20 40	-21 50	-23 20
-10	-12 25	-13 .5	-13 55	-14 50	-15 50	-16 50	-18 10	-19 25
-5	-8 ..	-8 50	-9 45	-10 45	-11 45	-12 55	-14 .5	-15 35
0	-3 30	-4 15	-5 10	-6 10	-7 20	-8 25	-9 45	-11 15
+5	+1 30	+0 50	+0 .5	-1 10	-2 20	-3 35	-4 55	-6 35
+10	+7 40	+6 20	+5 30	+4 15	+2 55	+1 35	+0 20	-1 35
+15	+14 40	+12 40	+11 40	+10 10	+9 ..	+7 25	+6 .5	+4 4
+20	.	.	+19 40	+17 .5	+15 35	+14 .5	+12 20	+10 3
+30	+29 30	+25 5

II. Beim „passiven“ Erddruck.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5°
1. für eine Wandneigung $\alpha = -30^\circ$								
$\beta = -30$	+ 21 45
-20	.	.	+ 7 10	+ 18 35	+ 23 40	+ 27 10	+ 29 55	+ 32 30
-15	+ 5 5	+ 15 15	+ 19 15	+ 22 30	+ 25 ..	+ 27 20	+ 29 10	+ 31 ..
-10	+ 14 55	+ 17 30	+ 19 45	+ 21 55	+ 23 35	+ 25 10	+ 26 40	+ 28 ..
- 5	+ 13 55	+ 15 55	+ 17 35	+ 19 15	+ 20 40	+ 22 ..	+ 23 10	+ 24 20
0	+ 11 15	+ 12 45	+ 14 10	+ 15 40	+ 16 50	+ 18 5	+ 19 5	+ 20 10
+ 5	+ 7 5	+ 8 35	+ 9 55	+ 11 15	+ 12 30	+ 13 40	+ 14 40	+ 15 40
+10	+ 1 35	+ 3 25	+ 4 55	+ 6 20	+ 7 40	+ 8 40	+ 9 45	+ 10 50
+15	- 8 50	- 3 20	- 1 10	+ 0 45	+ 2 10	+ 3 30	+ 4 35	+ 5 35
+20	.	.	-12 10	- 6 10	- 4 ..	- 2 20	- 1 5	+ 0 10
+30	-19 5	-13 10

2. für eine Wandneigung $\alpha = -20^\circ$								
$\beta = -30$	+ 17 50	+ 30 55
-20	.	.	+ 13 40	+ 22 15	+ 25 ..	+ 27 15	+ 28 55	+ 30 15
-15	+ 10 40	+ 17 20	+ 19 55	+ 21 50	+ 23 25	+ 24 40	+ 25 45	+ 26 55
-10	+ 14 40	+ 16 15	+ 17 45	+ 19 ..	+ 20 5	+ 21 5	+ 22 ..	+ 22 45
- 5	+ 11 55	+ 13 5	+ 14 10	+ 15 10	+ 16 5	+ 16 55	+ 17 40	+ 18 20
0	+ 7 55	+ 8 55	+ 9 55	+ 10 50	+ 11 40	12 25	+ 13 10	+ 13 45
+ 5	+ 3 5	+ 4 10	+ 5 5	+ 6 ..	+ 6 50	+ 7 35	+ 8 15	+ 8 55
+10	- 3 30	- 1 10	- 0 10	+ 0 50	+ 1 45	+ 2 35	+ 3 15	+ 4 ..
+15	-11 55	- 7 45	- 6 10	- 4 45	- 3 45	- 2 50	- 2 5	- 1 25
+20	.	.	-16 5	-10 30	- 9 50	- 8 40	- 7 30	- 6 45
+30	-24 20	-19 35

3. für eine Wandneigung $\alpha = -15^\circ$								
$\beta = -30$	+ 23 50	+ 32 25
-20	.	.	+ 16 35	+ 22 30	+ 24 40	+ 26 5	+ 27 10	+ 28 10
-15	+ 12 40	+ 17 30	+ 19 20	+ 20 40	+ 21 50	+ 22 45	+ 23 25	+ 24 15
-10	+ 13 55	+ 15 5	+ 16 10	+ 17 5	+ 17 50	+ 18 35	+ 19 10	+ 19 45
- 5	+ 10 25	+ 11 15	+ 12 5	+ 12 45	+ 13 30	+ 14 5	+ 14 40	+ 15 10
0	+ 6 ..	+ 6 45	+ 7 30	+ 8 10	+ 8 50	+ 9 25	+ 9 55	+ 10 25
+ 5	+ 1 5	+ 1 55	+ 2 35	+ 3 15	+ 3 55	+ 4 30	+ 5 ..	+ 5 30
+10	- 4 30	- 3 30	- 2 40	- 1 55	- 1 10	- 0 35	- 0 5	+ 0 25
+15	-13 10	- 9 50	- 8 35	- 7 25	- 6 45	- 5 55	- 5 25	- 4 55
+20	.	.	-17 40	-13 55	-12 35	-11 40	-10 55	-10 15
+30	-26 35	-22 35

4. für eine Wandneigung $\alpha = -10^\circ$								
$\beta = -30$	+ 27 30	+ 32 25
-20	.	.	+ 18 35	+ 22 15	+ 23 35	+ 24 25	+ 25 5	+ 25 40
-15	+ 14 ..	+ 17 10	+ 18 15	+ 19 5	+ 19 50	+ 20 20	+ 20 50	+ 21 25
-10	+ 12 50	+ 13 35	+ 14 20	+ 14 55	+ 15 25	+ 15 50	+ 16 15	+ 16 35
- 5	+ 8 45	+ 9 20	+ 9 50	+ 10 20	+ 10 45	+ 11 10	+ 11 30	+ 11 50
0	+ 4 5	+ 4 35	+ 5 5	+ 5 30	+ 5 55	+ 6 20	+ 6 40	+ 6 55
+ 5	- 1 0	- 0 25	+ 0 3	+ 0 30	+ 0 55	+ 1 20	+ 1 40	+ 2 ..
+10	- 6 25	- 5 45	- 5 15	- 4 40	- 4 10	- 3 45	- 3 25	- 3 ..
+15	-14 10	-11 45	-10 55	-10 5	- 9 35	- 9	- 8 40	- 8 20
+20	.	.	-19 ..	-16 10	-15 15	-14 35	-14 5	-13 35
+30	-28 20	-25 25

$e =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5°
-------	-----	------	----	------	----	------	----	-------

5. für eine Wandneigung $\alpha = -5^\circ$

$\beta =$	°	'	°	'	°	'	°	'	°	'
-30
-20
-15	+ 14	50	+ 16	10	+ 16	50	+ 17	10	+ 17	30
-10	+ 11	30	+ 11	50	+ 12	15	+ 12	30	+ 12	45
-5	+ 6	55	+ 7	10	+ 7	30	+ 7	45	+ 7	55
0	+ 2	.5	+ 2	20	+ 2	30	+ 2	45	+ 2	55
+ 5	- 3	.	- 2	45	- 2	30	- 2	15	- 2	.
+ 10	- 8	.5	- 7	55	- 7	40	- 7	20	- 7	.5
+ 15	- 14	50	- 13	30	- 13	.5	- 12	35	- 12	20
+ 20	- 19	45	- 18	15	- 17	45
+ 30	- 29	30
									+ 29	25
									+ 22	40
									+ 18	.
									+ 13	10
									+ 8	15
									+ 3	20
									+ 3	30
									- 1	40
									- 6	40
									- 11	50
									- 17	.
									- 27	45

6. für eine Wandneigung $\alpha = 0$ (senkrecht)

-30
-20
-15	+ 15	.	+ 15	.	+ 15	.	+ 15	.	+ 15	.
-10	+ 10	.	+ 10	.	+ 10	.	+ 10	.	+ 10	.
-5	+ 5	.	+ 5	.	+ 5	.	+ 5	.	+ 5	.
0	0	.	0	.	0	.	0	.	0	.
+ 5	- 5	.	- 5	.	- 5	.	- 5	.	- 5	.
+ 10	- 10	.	- 10	.	- 10	.	- 10	.	- 10	.
+ 15	- 15	.	- 15	.	- 15	.	- 15	.	- 15	.
+ 20	.	.	- 20	.	- 20	.	- 20	.	- 20	.
+ 30	- 30	.
									+ 30	.
									+ 20	.
									+ 15	.
									+ 10	.
									+ 5	.
									0	.
									- 5	.
									- 10	.
									- 15	.
									- 20	.
									- 30	.

7. für eine Wandneigung $\alpha = +5^\circ$

-30
-20
-15	+ 14	50	+ 13	30	+ 12	35	+ 12	20	+ 12	.
-10	+ 8	.5	+ 7	55	+ 7	40	+ 7	.5	+ 6	50
-5	+ 3	.	+ 2	45	+ 2	30	+ 2	15	+ 1	50
0	- 2	.5	- 2	20	- 2	30	- 2	45	- 3	10
+ 5	- 6	55	- 7	10	- 7	30	- 7	45	- 8	.5
+ 10	- 11	30	- 11	50	- 12	15	- 12	30	- 12	45
+ 15	- 14	50	- 16	10	- 16	50	- 17	10	- 17	30
+ 20	- 19	40	- 21	20	- 21	55
+ 30	- 22	20
									- 29	25
									+ 17	.
									+ 11	50
									+ 6	40
									+ 1	40
									- 3	20
									- 8	15
									- 13	10
									- 18	.
									- 22	40
									- 29	25

8. für eine Wandneigung $\alpha = +10^\circ$

-30
-20
-15	+ 14	10	+ 11	45	+ 10	55	+ 10	.5	+ 9	35
-10	+ 6	25	+ 5	45	+ 5	15	+ 4	40	+ 4	10
-5	+ 1	.	+ 0	25	- 0	.3	- 0	30	- 0	55
0	- 4	.5	- 4	35	- 5	.5	- 5	30	- 5	55
+ 5	- 8	45	- 9	20	- 9	50	- 10	20	- 10	45
+ 10	- 12	50	- 13	35	- 14	20	- 14	55	- 15	25
+ 15	- 14	.	- 17	10	- 18	15	- 19	.5	- 19	50
+ 20	- 18	35	- 22	15	- 23	35
+ 30	- 24	25
									- 27	30
									+ 14	.5
									+ 8	40
									+ 3	25
									+ 1	40
									- 6	20
									- 11	30
									- 16	15
									- 20	50
									- 25	.5
									- 27	30

$e =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5°
-------	-----	------	----	------	----	------	----	-------

9. für eine Wandneigung $\alpha = +15^\circ$

$\beta =$	°	'	°	'	°	'	°	'	°	'
-30	+26	35
-20	+10	55
-15	+13	10	+9	50	+8	35	+7	25	+6	45
-10	+4	30	+3	30	+2	40	+1	55	+1	10
-5	-1	.5	-1	55	-2	35	-3	15	-3	55
0	-6	.	-6	45	-7	30	-8	10	-8	50
+5	-10	25	-11	15	-12	.5	-12	45	-13	30
+10	-13	55	-15	.5	-16	10	-17	.5	-17	50
+15	-12	40	-17	30	-19	20	-20	40	-21	25
+20	-16	35	-22	30	-24	40
+30	-26	.5
									-9	25
									-9	55
									-14	40
									-14	40
									-15	10
									-19	10
									-19	45
									-23	25
									-23	25
									-27	10
									-27	10
									-28	50
									-32	25

10. für eine Wandneigung $\alpha = +20^\circ$

-30	+24	20
-20	+7	30
-15	+11	55	+7	45	+6	10	+4	45	+3	45
-10	+3	30	+1	10	+0	10	+0	50	+1	45
-5	-3	.5	-4	10	-5	.5	-6	.	-6	50
0	-7	55	-8	55	-9	55	-10	50	-11	40
+5	-11	55	-13	.5	-14	10	-15	10	-16	.5
+10	-14	40	-16	15	-17	45	-19	.	-20	.5
+15	-10	40	-17	20	-19	55	-21	50	-23	25
+20	-13	40	-22	15	-25	.
+30	-27	15
									-12	25
									-13	10
									-13	10
									-17	40
									-17	40
									-18	20
									-18	20
									-22	.
									-22	.
									-25	45
									-25	45
									-26	55
									-28	55
									-30	15
									-30	15
									-30	55

11. für eine Wandneigung $\alpha = +30^\circ$

-30	+19	.5
-20	+1	.5
-15	+8	50	+3	20	+1	10	-0	45	-2	10
-10	-1	35	-3	25	-4	55	-6	20	-7	40
-5	-7	.5	-8	35	-9	55	-11	15	-12	30
0	-11	15	-12	45	-14	10	-15	40	-16	50
+5	-13	55	-15	55	-17	35	-19	15	-20	40
+10	-14	55	-17	30	-19	45	-21	55	-23	35
+15	-5	.5	-15	15	-19	15	-22	30	-25	.
+20	-7	10	-13	35	-23	40
+30	-27	10
									-18	40
									-18	40
									-19	.5
									-19	.5
									-23	10
									-23	10
									-26	40
									-26	40
									-28	.
									-28	.
									-29	10
									-29	10
									-31	.
									-31	.
									-32	30
									-32	30
									-29	55
									-21	45

ABSCHNITT II.

Die praktischen Berechnungsmethoden des Erddruckes.

Bevor wir an die praktische Berechnung der Größe des Erddruckes herangehen, müssen wir uns noch einmal eingehender mit der praktischen Feststellung (oder richtigen Annahme) der größten Erddruckneigung ϱ im Erdinnern und der Erddruckrichtung δ an der Wand beschäftigen.

A. Die Feststellung der größten möglichen Spannungsneigung.

Wie wir bereits oben auseinandergesetzt haben, behandeln wir in der praktischen Erddruckrechnung nicht den Erddruck in einem beliebigen Gleichgewichtszustande, sondern nur in dem Grenzzustande des Bruches, d. h. in dem Falle, wenn die Elastizität des Materials überschritten ist und bleibende Verdrehungen und Verschiebungen des Materials im Erdinnern auftreten. Dann aber muß irgendwo im Erdinnern auf einer zusammenhängenden Fläche (oder auf zusammenhängenden Flächen) die größtmögliche Spannungsneigung (wie sie durch Reibung und Kohäsion bedingt ist) erreicht sein. Die Feststellung dieser größtmöglichen Neigung ϱ des Erddruckes im Erdinnern, die wir der Rechnung zugrunde legen, ist nicht Sache der Rechnung, sondern Sache des praktischen Versuchs, wobei eine der oben unter I B (S. 6 u. f.) angegebenen Methoden angewendet wird.

Solange die Haftfestigkeit (Kohäsion) im Vergleich zur Reibung gering ist, kann man sie vernachlässigen und

$$\operatorname{tg} \varrho = \frac{T}{N}$$

setzen, wenn T die bei einer Belastung N gemessene größte Schubkraft ist. In trockenem scharfen Sande ist so gut wie gar keine Kohäsion vorhanden und auch in feuchtem und nassem scharfen Sande und in Kies ist sie gering. Nur in plastischen Bodenarten, Lehm und Ton, sowie in stark lehm- und tonhaltigen Erdarten, spielt sie eine größere Rolle. Trotzdem kann man auch bei ihnen noch für geringere Stützhöhen bis zu 3 bis 4 m die Haftfestigkeit vernachlässigen und mit der einfachen Formel $\operatorname{tg} \varrho = \frac{T}{N}$ rechnen,

wenn man nur den geringsten (für den größten auftretenden Druck $p = \frac{N}{F}$) ermittelten Wert von ϱ der weiteren Rechnung zugrunde legt.

Unbedingt notwendig ist eine genauere Untersuchung der Reibung und Haftfestigkeit der vom Bauwerk berührten und beim Nachgeben in Mitleidenschaft gezogenen Bodenschichten bei größeren Stützhöhen oder Gründungstiefen von 10 m und mehr, wenn diese Schichten aus mehr oder weniger plastischen Erdarten bestehen. Es genügt dann nicht, daß man die Schichten durch Bohrung oder Schürfung nur feststellt und als Mergel — fetten Klai — sandigen Ton usw. einfach notiert, sondern man muß auch versuchen, möglichst genau festzustellen, welche Schubkräfte (Reibung und Kohäsion) man den Bodenarten in den verschiedenen Baustadien zutrauen darf, und muß auch dabei berücksichtigen, ob und wie sich die Bodenarten mit der Zeit, z. B. durch Wasseraufnahme oder Wasserverlust, in ihren Eigenschaften ändern können.

Der weiteren Feststellung durch den Versuch wird man zweckmäßig die oben unter *IB* (S. 8 angegebene Gleichung 2)

$$T = \mu N + K_s F$$

zugrunde legen und nun durch den Versuch entweder bei gleicher Belastung N und verschiedener Größe der auf Schub beanspruchten Fläche oder aber bei gleicher Größe dieser Fläche und verschieden großer Belastung N die Werte μ und K_s (und zwar μ als Zahl und K_s in Gewicht für die Flächeneinheit, etwa in t/m^2) zu bestimmen suchen. Zur Bestimmung der beiden unbekanntenen Werte μ und k_s würden an sich zwei Versuche ausreichen, wenn die Erdarten im Boden einander gleich wären. Das ist aber leider nicht der Fall. Daher ist je nach der Größe des Bauwerks eine größere Anzahl von Proben zu untersuchen.

Abhängigkeit der Haftfestigkeit und Reibung von dem Wassergehalt.

Bei plastischen Böden ist die Widerstandsfähigkeit gegen Schubkräfte besonders stark durch den Wassergehalt beeinflusst. Am Ende des Abschnittes *IB* ist bei der Besprechung der Schubwiderstandsbeiwerte hierauf bereits ausführlicher eingegangen, so daß auf das dort Gesagte verwiesen werden kann. Ferner hat Terzaghi¹²⁾ in seinen Untersuchungen den Einfluß des Wassergehaltes im Boden besonders eingehend behandelt und auf die wahrscheinliche Blättchenform des Tones hingewiesen, die eine besonders enge Lagerung der Bodenteilchen gestattet und dem Porenwasser eine größere Zähigkeit verleiht.

Bei der außerordentlichen Feinheit der Poren in plastischen Stoffen sind die auftretenden Kapillarkräfte, welche das Wasser ansaugen, sehr groß (= vielen Atmosphären). Legt man einen trockenen Tonklumpen in Wasser, so wird durch die Kapillarkräfte das Wasser mit großer Kraft in das Innere

¹²⁾ Terzaghi: Erdbaumechanik-1925. Der Verfasser führt den Bodenwiderstand in der Hauptsache auf Massenkräfte zurück und untersucht in klarer und überzeugender Weise die Eigenschaften plastischer und nicht plastischer Bodenarten unter den verschiedensten Feuchtigkeits- und Druckverhältnissen. Das Studium des Buches, welches für die in der ausführenden Praxis stehenden Ingenieure etwas zu ausführlich ist, kann allen denen, die sich eingehender mit Erddruck und Erddruckaufgaben beschäftigen, warm empfohlen werden.

des Tones gezogen und preßt die in den Poren enthaltene Luft zusammen. Diese findet durch größere Poren, in denen das Wasser unter geringeren Kapillarkräften steht, einen Ausweg ins Freie, wobei ganze Stücke des Tones abgestoßen werden und der Tonklumpen schließlich ganz zerfällt. Beim Austrocknen und Schwinden der Böden handelt es sich um einen Kampf zwischen den Kapillarkräften des Bodens und der Luft, wobei es der Luft im natürlichen Zustande auch im trocknen Sommer niemals gelingt, das Wasser den Bodenschichten völlig zu entziehen. Der Verlust an Porenwasser wird außerdem dadurch ausgeglichen, daß die Tonböden das Wasser kapillar bis aus großer Tiefe heraufziehen können.

Aus den Ausführungen unter I B geht bereits hervor, daß die plastischen Stoffe auch unter Wasser nicht immer den gleichen Wassergehalt haben, sondern daß der Wassergehalt (der Sättigung) vom Druck abhängt. Damit aber ergibt sich weiter, daß auch der schließlich im Ruhezustand zu erwartende (durch Haftfestigkeit mit bestimmte) obere Grenzwert der Schubkräfte mit dem Druck verschieden sein wird.

Wir müssen daher die Untersuchung der durch den Boden aufnehmbaren Schubkräfte nicht allein auf den beim fertigen Bauwerk in der betreffenden Bodenart zu erwartenden Druck ausdehnen, sondern auch auf den bei diesem Druck unter Wasser vorhandenen Wassergehalt der Sättigung. Dabei ist große Vorsicht notwendig, weil sich diese Sättigung sehr langsam einstellt, da sich das Wasser in den außerordentlich feinen Poren und Gängen nur sehr langsam bewegt und nur äußerst langsam durch einen zu großen Druck herausgepreßt wird oder umgekehrt noch sehr viel langsamer bei Nachlassen des Druckes die Sättigung wieder herstellt.

Auch die Feststellung der Eigenschaften der Erdart bei dem im endgültigen Bauzustande vorhandenen Druck und Wassergehalt der Sättigung genügt noch nicht, weil es beim Fortschreiten des Baues möglich ist, daß ein größerer Druck auftritt, ehe das Wasser schon aus dem Boden herausgepreßt ist, und ein zeitweilig mit Wasser übersättigter Boden sehr oft erheblich ungünstigere Widerstandsfähigkeit gegen Schubkräfte besitzt als im endgültigen Zustande der dem hohen Druck entsprechenden Sättigung.

Es kommt also darauf an, die Eigenschaft der vorgefundenen Bodenart (Reibung und Haftfestigkeit) unter verschiedenem Druck und bei verschiedenem Wassergehalt durch den Versuch festzustellen. Dabei ist der Versuch mindestens auf alle Verhältnisse (Druck und Wassergehalt in verschiedenem Zusammenwirken) auszudehnen, die in der Natur wahrscheinlich oder auch nur möglich sind. Außerdem ist der Wassergehalt der Sättigung bei verschiedenem Druck zu bestimmen.

Praktisch bringen uns nun gerade diejenigen plastischen Bodenarten Schwierigkeit und Unsicherheit für die Erddruck- und Standsicherheitsberechnung der Bauwerke, welche den dem Druck entsprechenden Sättigungsgrad an der Baustelle in der Natur nicht erreichen oder weit unterschreiten, und die daher in diesem Zustand hohen Widerstand gegen Schubkräfte

(Reibung und Haftung) zeigen. Es wird in diesen Fällen meist außerordentlich schwer zu entscheiden sein, ob dieser geringere Wassergehalt auch dauernd vorhanden sein wird, oder aber ob mit einer späteren zeitweiligen größeren Durchfeuchtung und auch mit der Möglichkeit des örtlichen Eindringens von Wasser in den beim Bau gelockerten Verband der Bodenart zu rechnen sein wird und daher mit einer ganz erheblich geringeren Widerstandsfähigkeit gegen Schubkräfte. Die Entscheidung wird um so schwieriger sein, weil jede in dieser Hinsicht zu ungünstige Annahme die Kosten des Bauwerkes unnötig stark erhöht, während eine zu günstige Annahme die Sicherheit des Bauwerkes unterschreiten läßt. Viele Unglücksfälle (Dammrutschungen, Einstürze von Futter- und Stützmauern) sind sicherlich auf eine solche nachträgliche Änderung der Eigenschaften der Bodenarten infolge Durchfeuchtung zurückzuführen.

Weniger schwierig und weniger gefährlich ist bei genauer Untersuchung die Beurteilung der Eigenschaften der unter dem (Grund-) Wasser liegenden plastischen Erdarten. Sie werden im allgemeinen auf ihrer Lagerstätte den Wassergehalt der Sättigung haben, der dem Überdruck (gegenüber dem Wasserdruck) entspricht, unter dem sie an Ort und Stelle lagern. Wird die Auflast nun stellenweise erhöht durch Aufschütten eines hohen Dammes oder durch andere Bauwerke, so dauert es je nach der Ausdehnung des Bauwerkes und der Erdschicht Monate oder Jahre, bis die plastische Bodenart den dem höheren Druck (bezw. Überdruck gegenüber dem Wasserstand) entsprechenden geringeren Wassergehalt angenommen hat, oder bis das überschüssige Wasser aus den sehr feinen Poren, wie aus einem Schwamm, herausgepreßt ist. Es empfiehlt sich daher, bei der Berechnung des Erddrucks und der Standsicherheit der Bauten auf plastischen Bodenarten den dem ursprünglichen größeren Wassergehalte entsprechenden geringeren Widerstand gegen Schubkräfte (Reibung und Haftung) zugrunde zu legen. Die durch die Auflast mit der Zeit bewirkte Erhöhung des möglichen Schubwiderstandes bildet dann eine weitere, ganz erwünschte Sicherheit für das Bauwerk. Diese Überlegungen haben beim Deichbau Bedeutung. Das seitliche Hochquellen des weichen plastischen Bodens, wie es weiter unten (III B 1 u. 2) unter Zugrundelegung ebener und kreisförmiger Gleitflächen rechnerisch behandelt ist, wird in der Praxis beim Deichbau öfter beobachtet; und es ist bekannt, daß die Gefahr der Versackungen mit der Zeit abnimmt.

Umgekehrt ist es natürlich auch möglich, wenn auch wohl selten, daß bei längeren Entlastungen während der Bauzeit Wasser aufgenommen wird, und es würde dann bei späteren Belastungen anfangs mit einem größeren Wassergehalt und mit einem geringeren Widerstand gegen Schubkräfte zu rechnen sein.

Die so durch den Versuch ermittelten Werte μ ($= \operatorname{tg} \varrho$) der Reibung und K , der Haftfestigkeit kann man entweder gesondert gebrauchen, wie es in dem Kapitel über den Einfluß der Haftfestigkeit und den dabei behandelten Erddruckaufgaben geschehen ist (vergl. unten beim Absch. V), indem man den größten Schubwiderstand $T = \mu N + K, F$ setzt, oder aber man kann

auch die für reinen Reibungswiderstand (ohne Haftfestigkeit) gegebenen Berechnungsweisen anwenden, indem man mit einem Ersatzreibungswinkel (ϱ_e) rechnet und für die verschiedenen Tiefen $\operatorname{tg}(\varrho_e) = \frac{\mu N + K_s F}{N}$ setzt.

B. Die Feststellung der Erddruckrichtung auf die Wand.

Schwieriger ist die Feststellung der maßgebenden Erddruckrichtung an der Wand. Es genügt hier nicht allein die größtmögliche Neigung ϱ_1 durch den Versuch festzustellen, die der Erddruck an der Wand infolge von Reibung und Kohäsion gegen die Wandsenkrechte einnehmen kann, sondern es ist auch aus der Natur des Bauwerkes festzustellen, ob in dem Grenzzustande des Bruches diese größtmögliche Neigung des Erddruckes nach der einen oder anderen Seite überhaupt auftreten muß oder auftreten kann, d. h. ob der Winkel $\delta = \pm \varrho_1$ ist.

Am einfachsten gestaltet sich die Überlegung bei Verankerungen. Die Richtung des Erddruckes ist dann in der Richtung der Ankerkraft gegeben. Die Richtung der Ankerkraft ändert sich auch nicht in dem Augenblick, in dem der Bruch eintritt, d. h. wenn der „passive Erddruck“ erreicht ist.

Der Neigungswinkel δ des Erddruckes an der Ankerwand braucht daher in diesem Falle den größtmöglichen Reibungswinkel ϱ_1 an der Wand nicht zu erreichen.

Ähnliche Fälle gibt es auch für den „aktiven Erddruck“. In Abb. 45 ist ein solcher Fall skizziert. Eine Mauer ist zum Zwecke von Ausbesserungsarbeiten auf ihrer Rückseite freigegeben, und der Erdboden ist durch Steifen gegen sie abgestützt. In diesem Falle kann der Erddruck natürlich nur in Richtung der Stützen wirken, und es können dadurch ungünstigere statische Verhältnisse während der Ausbesserungsarbeiten herbeigeführt werden, als sie beim hinterfüllten Bauwerke vorhanden waren. Die Untersuchung solcher Ausnahmefälle bei Reparaturarbeiten ist daher nicht ganz wertlos.

Im übrigen ist die Erddruckrichtung nicht allgemein von vornherein bestimmt, weder im Anfangszustande nach Herstellung des Bauwerkes, noch im Grenzzustande des „aktiven“ und „passiven“ Erddruckes. Während wir aber beim festen, standsicheren Bauwerk nur in den seltensten Fällen die Richtung des Erddruckes angeben können, können wir für die Grenzzustände aus dem beim Bruch zu erwartenden Bewegungsunterschiede zwischen der Wand und der unmittelbar daranliegenden Erde gewisse Schlüsse auf die ungefähre Richtung des Erddruckes ziehen und in einzelnen Fällen auch die Erddruckrichtung mit genügender Sicherheit bestimmen oder schätzen, wie später bei den einzelnen Beispielen gezeigt werden wird.

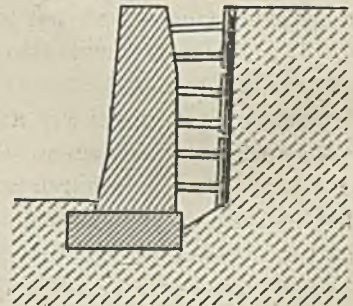


Abb. 45.

Sonderfall mit ungünstiger wagerechter Erddruckrichtung.

Die mehrfach angestellten Versuche, die Erddruckrichtung auch im Anfangs- (und Ruhe-) zustande allgemein zu bestimmen, dürften von vornherein aussichtslos sein weil der Erddruck auf eine unverrückbar feste Wand keine eindeutig bestimmbare feste Richtung haben kann, sondern je nach der äußeren Einwirkung auf die Hinterfüllungserde und auf die Stützwand selbst in weiten Grenzen (von $+ \varrho_1$ bis $- \varrho_1$) in seiner Richtung schwanken kann, wie folgende einfache Überlegung zeigt.

In Abb. 46 sei die Anfangsspannung der Erde auf die Wand AB nach der Hinterfüllung $= E_0$ (beliebig angenommen). Läßt man nun die Wand auf eine mit geringem Spielraum angebrachte starr angenommene Stütze C_1 zurücksinken, dann wird im ersten Augenblick infolge des Nachsinkens der Erde der Erddruck kleiner werden und wahrscheinlich noch mehr von oben nach unten geneigt sein. Überläßt man die Wand dann weiter sich selbst, dann wird der Erddruck die Wand im Uhrzeigersinne um C_1 zu drehen suchen, soweit die Elastizität der Hinterfüllung es zuläßt. Eine nennenswerte Drehung ist aber nicht möglich, weil die

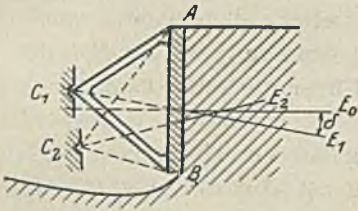


Abb. 46.

Beeinflussung der Richtung
des Erddruckes.

Wand an der Erde eine Schubkraft erfährt, die so lange wächst, bis der Erddruck E_1 durch C_1 geht. Die Wand ist standsicher, sofern der Neigungswinkel δ des Erddruckes nicht größer als der Reibungswinkel ϱ_1 wird.

Nehmen wir dagegen einen anderen starren Stützpunkt C_2 an, so wird nach der gleichen Überlegung der Erddruck E_2 durch diesen Stützpunkt C_2 gehen.

Die Richtung kann also zwischen den beiden Neigungsgrenzwerten $+ \varrho_1$ und $- \varrho_1$ schwanken.

Dasselbe können wir auch ohne Bewegung der Wand durch die Art der Hinterfüllung erzeugen. Wir können die der Wand unmittelbar benachbarte Erde künstlich (durch Stampfen oder besondere Maßnahmen) in einen beliebigen Spannungszustand versetzen, so daß der Erddruck auf die Wand eine ganz beliebige Richtung zwischen den Grenzen $+ \varrho_1$ und $- \varrho_1$ haben kann. Diese Möglichkeit besteht auch bei beliebiger Hinterfüllung und wir können nicht von vornherein mit einer bestimmten Erddruckrichtung der Hinterfüllung auf die Wand rechnen.

Als wahrscheinlich können wir vielleicht annehmen, daß bei der ersten Hinterfüllung sich anfänglich die verschieden gerichteten Schubkräfte parallel zur Wand annähernd ausgleichen werden; und wir können daher auch vielleicht anfänglich eine senkrechte Richtung des Druckes der Hinterfüllung auf die Wand voraussetzen. Später bei größerer Höhe der Hinterfüllung wird aber schon das Zusammenpressen und Setzen der Erde (gegenüber der festeren Wand) einseitige Schubkräfte der Erde an der Wand erzeugen und damit die Richtung des gesamten Erddruckes ändern.

Wie groß diese Neigung des Erddruckes in jedem Falle sein wird, ob sie den größten Reibungswinkel ϱ_1 erreichen wird oder nicht, läßt sich

schwer sagen. Wir brauchen die im Anfangszustande durch die Hinterfüllung, das Stampfen und Setzen der Erde hervorgerufene Erddruckneigung aber auch gar nicht zu kennen, weil die maßgebende Erddruckrichtung im Grenzfalle durch die Bewegung des Bauwerkes beim Bruch bedingt wird. Auf die richtige Erfassung der beim Bruch auftretenden Bewegungsmöglichkeiten kommt es an, wenn man die maßgebende Erddruckrichtung feststellen will.

Es wird öfter die Behauptung aufgestellt, daß es bei der Erddruckberechnung auf die Ermittlung des bei standsicherem Bauwerke wirklich auftretenden Erddruckes ankommt und daß man diesem Erddruck gegenüber das Bauwerk mit genügender Sicherheit standsicher machen müsse. Diese Behauptung ist unrichtig, obgleich sie auf den ersten Blick so plausibel erscheint. Denn erstens ist, wie bereits erwähnt, die Bestimmung des wirklich vorhandenen Erddruckes uns in den meisten Fällen gar nicht möglich, und außerdem wird der wirklich vorhandene Erddruck um so größer, je starrer und widerstandsfähiger wir ein Bauwerk machen. Es würde also durch die Vergrößerung der Standsicherheit eines Bauwerkes die scheinbare Sicherheit gegenüber dem wirklich vorhandenen Erddruck gar nicht in dem Maße erhöht wie die wirkliche Standsicherheit.

Die wirkliche Sicherheit eines Bauwerkes wird gekennzeichnet durch das Verhältnis des im Grenzfalle des Bruches auftretenden („aktiven“ oder „passiven“) Erddruckes zu der Größe des Erddruckes, dem das gewählte Bauwerk unmittelbar vor dem Grenzfall des Bruches noch widerstehen kann. Dabei muß man und darf man die Erddruckrichtung zugrunde legen, die sich beim Bruch wahrscheinlich einstellt.

Die richtige Schätzung der wahrscheinlich beim Bruch auftretenden Erddruckrichtung an der Wand erfordert in jedem Falle eine eingehende Überlegung der Bruchmöglichkeiten und der sich daraus ergebenden Bewegungsmöglichkeiten. Sie ist aber wertvoller und wichtiger als die genaue Berechnung der Größe des Erddruckes selbst, weil von ihr in hohem Maße die Standsicherheit des Bauwerkes abhängt. Eine solche Schätzung möge im folgenden kurz erläutert werden.

Bei den in der Praxis am häufigsten vorkommenden Bauanlagen wird die Mauer gewöhnlich (elastisch) durch die Erde selbst gestützt. Der jeweilige Augenblicksdrehpunkt ist daher nicht völlig sicher anzugeben; wir können ihn aber mit einiger Annäherung aus der Spannungsberechnung des Fundaments ermitteln, wie in Abb. 47 gezeigt ist. Die Spannungsfigur $bdef$ gebe die Spannung σ unter dem Fundamente vor der Hinterfüllung an. Mit dem nach irgend einer Methode geschätzten Erddruck E ermittle man sich die neue Spannungsfigur mit Hinterfüllung $= dgi$.

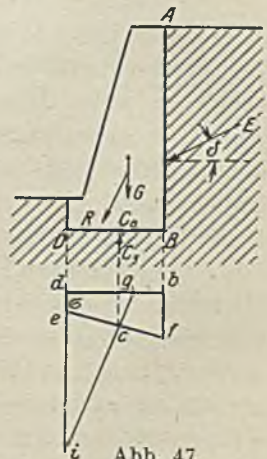


Abb. 47.

Bewegung der Wand infolge des Erddruckes und der Fundamentspannung.

Über dem Schnittpunkt von ef und gi in C_0 ändert sich die Spannung σ infolge der Hinterfüllung nicht. Der Drehpunkt liegt also in C_0 oder wegen der elastischen Verschiebungen in der Fundamentsohle etwas tiefer, etwa in C_1 . Bei weiterem Nachgeben der Mauer rückt der Augenblicksdrehpunkt noch weiter nach der Luftseite. Er liegt dann etwa über der Mitte von $d g$ bzw. $g i$. Aus diesem Bilde können wir uns durch Kreise um C_1 Klarheit darüber verschaffen, wie sich jeder Punkt der Wand gegen die sich infolge der Schwerkraft irgendwie verschiebenden Erdteilchen bewegt. Können wir daraus, wie in dem vorliegenden Beispiel, die Überzeugung gewinnen, daß bei Beginn eines Bruches endliche Verschiebungen zwischen Wand und benachbarten Erdteilchen entstehen, die die elastischen Formänderungen überschreiten, dann müssen wir an allen diesen Stellen mit der vollen Reibung zwischen Wand und Erde rechnen und danach den „aktiven Erddruck“ ermitteln.

Ist dieser „aktive“ Erddruck $= E_a$ und bezeichnen wir mit E_z die Größe des Erddruckes, welche (in der gleichen Lage und Richtung) die größte zulässige Bodenpressung σ_z erzeugen würde, dann ist

$$\eta = \frac{E_z}{E_a} \dots \dots \dots 26)$$

der Sicherheitsgrad des Bauwerkes gegen Kippen. Der wirklich vorhandene Erddruck liegt zwischen beiden, er ist größer als E_a und kleiner als E_z . Für die Standsicherheit des Bauwerkes hat er aber keine Bedeutung.

In dem hier näher behandelten Beispiele waren wir durch Überlegung zu dem Ergebnis gelangt, daß im Grenzfall des Bruches die Neigung δ des Erddruckes auf die Wand gleich dem vollen Reibungswinkel ϱ_1 (Erde auf Wand) sein muß.

Wenn andere Forscher bei sorgfältig ausgeführten Erddruckversuchen Erddruckneigungen gefunden haben $\delta = 1/2$ bis $2/3 \varrho$ (bzw. ϱ_1), so ist das sehr wohl möglich, steht aber mit den obigen Überlegungen durchaus nicht im Widerspruch. Die Messungen haben aber dann nicht stattgefunden bei dem für die Standsicherheit des praktischen Bauwerkes maßgebenden Grenzzustande (des Bruches), sondern bei irgend einem anderen Anfangs- oder Zwischenzustande, bei dem je nach der Art der Herstellung der Hinterfüllung und der mehr oder weniger festen Lagerung der Erde an der Wand jeder beliebige Neigungswinkel δ des Erddruckes zwischen den Grenzen $+\varrho_1$ und $-\varrho_1$ denkbar ist. Auch muß man bedenken, daß schon die Art der Messung der Kraftgrößen in ihren Komponenten und der dadurch bestimmten Erddruckrichtung die gesuchte Erddruckrichtung mehr oder weniger beeinflussen kann, da eine Kraftmessung nur möglich ist bei Zulassung einer (wenn auch noch so kleinen) Bewegung, die (zum mindesten elastische) Verschiebungen hervorruft und dadurch die zu messende Kraftichtung des Erddruckes einseitig beeinflussen kann.

Versuche zur Feststellung der Erddruckrichtung werden für die Praxis nur dann brauchbare Ergebnisse liefern, wenn sie unter den gleichen Bewegungsbedingungen der Wand ausgeführt werden, die auch beim natürlichen Bauwerke im Grenzzustande des Bruches vorhanden sind.

Selbstverständlich sind Fälle denkbar, in denen die Erddruckneigung auf die Wand kleiner als ϱ_1 ist, ja sogar negativ werden kann. In solchen Fällen nützt aber auch die für andere Fälle etwa festgestellte Erddruckneigung nicht, sondern man muß sie durch Überlegung und Prüfung und eventuell durch Untersuchung des Baugrundes zu erkennen suchen. Eine Untersuchung des Baugrundes und der für den Erddruck und Erdwiderstand maßgebenden Bodenarten der Hinterfüllung und des Untergrundes sollte überhaupt bei größeren wichtigeren Bauten weit mehr und weit eingehender ausgeführt werden als bisher. Viele Unfälle mit Stützmauern werden ihre Ursache wahrscheinlich mehr in der ungenügenden Kenntnis der Eigenschaften des Erdbodens und der Hinterfüllungserde haben als in der ungenauen Berechnung.

Solche Fälle, bei denen die Erddruckneigung kleiner als ϱ_1 ist, sind unter den Beispielen enthalten und dort erläutert. Ein aus der Praxis entnommener Fall, der nicht so klar liegt, ist der folgende:

Eine Eisenbetonwand, die in Abb. 48 skizzenhaft dargestellt ist, sei nach hinten durch den Anker A fest verankert. Wir müssen nun folgende verschiedene Untersuchungen unterscheiden:

a) Die Untersuchung der Sicherheit des Fußes der Wand gegen Ausweichen unter der Voraussetzung, daß alle anderen Bauteile der Anordnung standsicher und bruchsicher sind.

In dem Falle des Ausweichens des Fußes wird die unmittelbar hinter der Wand befindliche Erde nachstürzen müssen, und wir können daher für diese Untersuchung bei der Berechnung des aktiven Erddruckes ohne Bedenken den vollen Reibungswinkel an der Wand $\delta = \varrho_1$ zugrunde legen. Eine etwa auf die Wand wirkende senkrechte Kraft K einer Kranschiene ändert diese Verhältnisse nicht grundsätzlich.

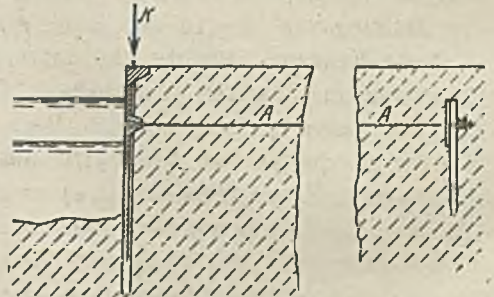


Abb. 48. Verschiedene Behandlung der Erddruckuntersuchung für die Einzelteile eines Bauwerkes.

b) Bei Untersuchung der Standsicherheit der Ankerplatte müssen wir dagegen den Wandfuß als standsicher annehmen. Dann wird sich die Wand beim Nachgeben der Ankerplatte um einen Punkt im unteren Teile der Wand drehen. Der obere Teil wird sich merklich nach vorn neigen und ein Abgleiten der dahinterliegenden Erde gestatten. Nach unten hin wird der Weg des Abgleitens der Erdteilchen geringer werden und schließlich in eine elastische Formänderung übergehen. Der Wandkraftwinkel δ ist dann nicht mehr $= \varrho_1$; er wird nach der Tiefe immer kleiner und kann sogar negativ werden. Wir dürfen daher für die Berechnung des aktiven Erddruckes bei dieser Untersuchung δ nicht mehr $= \varrho_1$ nehmen.

Eine durch die Kranschiene auf die Wand mit Unterbrechung wirkende senkrechte Kraft K wird sich naturgemäß nur zum geringen Teil auf die

Grundfläche der verhältnismäßig dünnen Eisenbetonwand übertragen, im übrigen wird sie, wie bei jeder Pfahlgründung, durch die Erdreibung an der Wand getragen werden und dadurch δ noch weiter verringern. Eine genaue Berechnung der Wirkung beider Einflüsse ist nicht möglich. Wir helfen uns, indem wir entweder den Wandkraftwinkel δ von der Oberfläche der Hinterfüllungserde bis zur Hafensohle von $\delta = \varrho_1$ bis $\delta = 0$ gleichmäßig abnehmen lassen und dafür an jeder Stelle der Tiefe h den spezifischen Erddruck auf die Wand $= \lambda_a \cdot h$ ermitteln (da λ_a sich mit δ ändert, ist die Verteilung natürlich nicht dreieckförmig geradlinig), oder besser, indem wir einfach für die ganze Wand $\delta = \frac{\varrho_1}{2}$ annehmen. Es ist das allerdings eine

etwas willkürliche Annahme, aber sie ist durch die Verhältnisse begründet und wahrscheinlich etwas ungünstiger als in Wirklichkeit.

c) Bei der Untersuchung des Ankers und der Einzelheiten der Eisenbetonwand selbst dürfen wir aber im Gegensatz zu dem unter a) und b) Gesagten nicht mit dem Grenzzustande des „aktiven“ Erddruckes auf die Wand rechnen, sondern entweder mit dem wirklich vorhandenen Erddruck oder mit dem Grenzzustande des „passiven“ Erddruckes, wenn dieser für den wirklich vorhandenen Erddruck maßgebend ist. Wir müssen dabei bedenken, daß der Anker reißen kann und daß die Einzelteile des Bauwerkes brechen können, ehe das elastische Nachgeben der Erde so groß wird, daß der Reibungswinkel ϱ in der Erde erreicht wird. Es ist also ein anderer, größerer Erddruck für die Berechnung der Einzelteile maßgebend als der Grenzwert des aktiven Erddruckes. Wenn die Eisenbetonwand im ganzen nach der unter a) angedeuteten Berechnung gegen Ausweichen die η -fache Sicherheit erhalten hat, dann wird diese als Ganzes eine η -fache Überlastung des aktiven Erddruckes unter a) zulassen. Wenn weiter die Ankerplatte ζ -fache Sicherheit gegen Nachgeben erhalten hat, so wird diese eine ζ -fache Überlastung des nach b) berechneten „aktiven Erddruckes“ auf die Wand (gleich dem „passiven Erddruck“ auf die Ankerplatte) zulassen. Dem kleineren von beiden Erddrücken [d. h. dem η -fachen nach a) oder dem ζ -fachen nach b)] müssen der Anker und die Einzelheiten der Wand mindestens mit einer kleinen Sicherheit standhalten, wenn es möglich ist, daß dieser Erddruck bei der Hinterfüllung der Wand wenigstens zeitweilig erreicht werden kann; und zur Sicherheit muß man schon mindestens annehmen, daß beim sorgfältigen Hinterstampfen eines dafür standsicheren Bauwerkes der Erddruck den Druck einer Flüssigkeit ($= \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$ für die senkrechte Wand, und $= \gamma \cdot \frac{z^2}{2} \cdot \cos \alpha$ für die um α geneigte Wand) sehr wohl erreichen kann (d. h. $\delta = 0$ und $\varrho = 0$).

Wir sehen also aus diesem Beispiele, daß die Größe und Neigung des maßgebenden Erddruckes auf eine Wand nicht nur nach der Herstellungsart und Zweckbestimmung des Bauwerkes verschieden sind, sondern daß sie auch sogar für die einzelnen Teile desselben Bauwerkes sehr verschieden

anzunehmen und zu berechnen sind. Im einzelnen ist auf diese Frage bei den später untersuchten Beispielen näher eingegangen.

Ungünstig wirkt auch ein besonders stark nachgiebiger Erdboden unter der Stützmauer, wenn diese etwa bei der Bewegung stärker absinkt als die Hinterfüllungserde und der Augenblicksdreipunkt daher nicht unwesentlich hinter die Mauerhinterkante rückt. Es kann dann an den unteren Teilen der Stützmauer ein flacherer, nicht unter dem Reibungswinkel geneigter aktiver Erddruck in Betracht kommen; ja sogar ein schräg nach oben gerichteter Erddruck ist dort möglich.

Mehr die oberen Teile der Stützwand werden durch die Erschütterungen beeinflußt, wie sie sehr häufig bei Straßen- und Eisenbahnstützmauern vorkommen. Die Erschütterungen und Stöße wirken in zweifacher Hinsicht ungünstig. Einmal setzen sie die Reibung herunter sowohl an der Stützwand (δ) als auch in der Erde (ϱ). Dann aber, und das hängt mit dem ersteren ursächlich zusammen, erhöht die stampfende Wirkung der Stöße, wie bereits oben erwähnt ist, die zweite Hauptspannung q ; q kann größer werden als p , und damit nähert sich der Erddruck in diesem Falle der Größe des „passiven Erddruckes“. Nun wird allerdings der Erddruck sofort wieder (bis auf die Größe des „aktiven Erddruckes“) heruntergehen mit voller Reibung an der Mauer und im Erdinnern, wenn die Mauer dem Druck um ein geringes nachgibt, aber die nachfolgenden Stöße werden diesen günstigen Zustand immer wieder beseitigen, und die Mauer wird schließlich umfallen, wenn sie nicht gegen den durch die Stöße verursachten hohen, ungünstiger gerichteten Erddruck widerstandsfähig ist. Diese ungünstige Wirkung der Stöße ist in der Praxis bekannt. Man kann ihr nur dadurch begegnen, daß man bei der Berechnung ungünstigere Annahmen für die Reibung an der Mauer und innerhalb der Erde macht, besonders in den oberen Teilen der Mauer. Genau zutreffende Angaben über die Größe von δ und ϱ können hier nicht gemacht werden. Es empfiehlt sich aber, wenn besondere Bedenken wegen der ungünstigen Wirkung der Erschütterungen bestehen, den Reibungswinkel ϱ in der Erde etwas geringer anzunehmen, als er festgestellt ist, und den Wandkraftwinkel δ von oben $= 0$ bis zur unteren Erdbodenhöhe (oder auch bis zur Fundamentsohle) gleichmäßig mit der Tiefe bis auf ϱ_1 zunehmen zu lassen oder aber zur Vereinfachung der Rechnung bis zur halben Höhe mit $\delta = 0$ zu rechnen und im übrigen $\delta = \varrho_1$ zugrunde zu legen. Man darf sich dann natürlich nicht über die eigenartigen Sprünge in der Erddruckfläche wundern; sie sind eben durch die willkürlichen vereinfachenden Annahmen bedingt.

C. Die Lage des Angriffspunktes der Mittelkraft des Erddruckes an der Wand.

Wir haben oben S. 54 u. f. gesehen, daß die Größe des Erddruckes auch bei ebener Wand und ebener Hinterfüllungsoberfläche im allgemeinen nicht gleichmäßig mit der Tiefe zunimmt. Nur beim Rankineschen Sonderfall ist dies wahr-

scheinlich der Fall, und nur in diesem Falle ist die Erddruckfigur wahrscheinlich geradlinig begrenzt (dreieckförmig); die Mittelkraft des Erddruckes auf eine ebene Wand greift dann in $\frac{2}{3}$ der Tiefe an der Wand an (bezw. bei gebrochenen Wandstücken in Höhe des Schwerpunktes des Trapezes der Erddruckfigur). In allen anderen Fällen liegt der Angriffspunkt der Mittelkraft des Erddruckes an der Wand anders, und zwar höher, wenn die Richtung des Erddruckes gegenüber dem Rankineschen Sonderfall nach unten, d. h. nach der positiven Seite von δ abweicht, andererseits niedriger, wenn die Erddruckrichtung an der Wand gegenüber dem Rankineschen Sonderfall nach oben, nach der negativen Seite von δ abweicht. Diese Regel gilt sowohl für den aktiven als auch für den passiven Erddruck.

Die genaue Größe der Verschiebung des Angriffspunktes des Erddruckes nach oben oder nach unten können wir mit unseren jetzigen wissenschaftlichen Hilfsmitteln nicht bestimmen. Um aber die vorhandene Krümmung der Erddruckfigur praktisch zu berücksichtigen, wird folgender Vorschlag gemacht:

Man ermittle die Höhe des Angriffspunktes der Mittelkraft des Erddruckes aus der Erddruckfigur in $\frac{1}{3}$ der Dreieckshöhe oder in Höhe des Schwerpunktes des Drucktrapezes (bei gebrochenen Wandflächen und bei Auflast auf der Hinterfüllungserde). Durch den so bestimmten Punkt L' der Wand (s. Abb. 49) lege man eine Linie MM' gleichlaufend mit der Erddruckrichtung beim Rankineschen Sonderfall, die man leicht ermitteln oder aus Tabelle 9 entnehmen kann. Auf dieser Linie gehe man von L' aus, um einen bestimmten Betrag, z. B. um $0,1 \Delta z = 0,1 \cdot 0-0'$ nach der Luftseite der Mauer bis N zurück und lege durch den Punkt N die anderweitig (vergl. den vorigen Abschnitt) festgelegte oder geschätzte Erddruckrichtung E , welche die Wand in L trifft. Den so gewonnenen Wandpunkt L sehe man näherungsweise als Angriffspunkt der Erddruckmittelkraft an der Wand an!

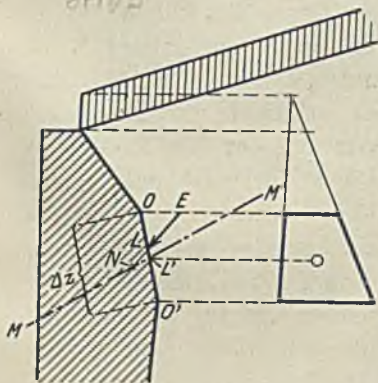


Abb. 49. Überschlägliche Ermittlung des Angriffspunktes der Erddruckmittelkraft an der Wand.

Diese Art der Bestimmung der Lage des Erddruckes ist nicht wissenschaftlich begründet. Es ist lediglich ein Vorschlag für die praktische Behandlung von Erddruckaufgaben, der aber insoweit mit den wissenschaftlichen Überlegungen übereinstimmt, als er der beim Rankineschen Sonderfall vorhandenen geradlinigen Spannungsverteilung nach der Tiefe gerecht bleibt und in anderen Fällen die Verschiebung des Angriffspunktes dem Sinne nach (nach oben oder nach unten) richtig zugrunde legt. Unsicher ist nur die Annahme der Größe der Verschiebung.

D. Feststellung der Größe des Erddruckes bei Vorhandensein oder bei Annahme ebener Gleitflächen.

1. Aus der Spannungselipse.

Beim Rankineschen Sonderfall sind die Gleitflächen Ebenen. Die Spannung auf eine lotrechte Wand ist nach der Rankineschen Voraussetzung parallel zur Erdoberfläche. Außerdem ist die Spannung auf eine parallel zur Oberfläche gerichtete Fläche in der Tiefe h_0 (senkrecht) unter der Oberfläche bekannt $= \gamma \cdot h_0 \cdot \cos \beta$, wenn β der Neigungswinkel der Erdoberfläche gegen die Horizontale ist, bzw. $= \gamma \cdot d$, wenn d der lotrechte Abstand des Punktes von der Erdoberfläche der Hinterfüllung ist. Bedenkt man nun noch, daß bei eintretender Bewegung der größtmögliche Neigungswinkel ϱ (Reibung und Kohäsion) eintreten muß, dann sind alle Unterlagen für die Zeichnung der Spannungselipse nach Größe und Richtung gegeben.

Es soll beispielsweise der Erddruck auf eine unter dem Winkel $\alpha = -10^\circ$ (nach vorn) geneigte Wand ermittelt werden unter der Voraussetzung, daß der Rankinesche Sonderfall vorliegt, und zwar für eine Neigung der Erdoberfläche $\beta = +10^\circ$ (s. Abb. 50).

Der größte Neigungswinkel in der Erde sei zu $\varrho = 30^\circ$ ermittelt. Daraus ergibt sich ein Verhältnis der Hauptspannungen $p/q = n = 3$ (vergl. Tabelle 2, S. 45).

Weiter ergibt sich aus der Annahme, daß der Rankinesche Sonderfall vorliegt, daß also die Spannung auf eine senkrechte Fläche mit der Oberfläche gleichgerichtet ist (nach Tabelle 3), die Neigung der Spannungselipse gegen die Senkrechte für $\delta = \beta = +10^\circ$ zu rd. $5^\circ 10'$ für ein $\varrho = 30^\circ$.

Der Druck auf eine zur Oberfläche parallele Ebene mit der Breite A ist dann senkrecht und gleich dem Gewicht der darüberliegenden Erde, nämlich $= \gamma \cdot h_0 \cdot A$. Die Spannung in dieser Ebene für die Flächeneinheit ist demnach $\sigma_1 = \gamma \cdot h_0 \cdot \cos \beta$ (s. Abb. 50a u. 50b). Der Neigungswinkel der Spannungselipse gegen die Wand ist im vorliegenden Falle $\alpha_2 = 5^\circ 10' + \alpha = 15^\circ 10'$. Daraus ergibt sich der Neigungswinkel der Spannung σ_2 auf die Wand gegen die kleine Achse der Spannungselipse nach Gl. 13

$$\operatorname{tg} i_2 = n \cdot \operatorname{tg} \alpha_2 \quad \text{oder} \quad i_2 = \operatorname{rd.} 39^\circ 10'.$$

Damit wird der Neigungswinkel δ der Spannung σ_2 gegen die Wandnormale $\delta = i_2 - \alpha_2$ oder $i_2 = 39^\circ 10' - 15^\circ 10' = 24^\circ$ (vergl. auch Tabelle 9). Der Neigungswinkel der Spannungen gegen die große Hauptachse der

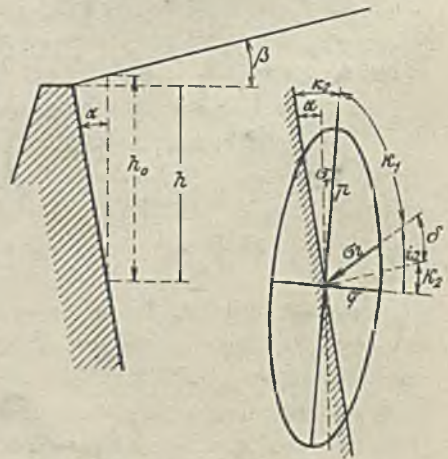


Abb. 50a.

Abb. 50b.

Ermittlung der Größe des Erddruckes aus der Spannungselipse.

Spannungseellipse beträgt für $\sigma_1 = 5^\circ 10'$, für $\sigma_2 = 90^\circ - i_2 = 50^\circ 50'$. Die Größe der Spannungen beträgt nach Gl. 14

$$\sigma_1 = p \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + (n \cdot \operatorname{tg} \alpha)^2}} = p \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 5^\circ 10'}{1 + (n \cdot \operatorname{tg} 5^\circ 10')^2}} = 0,967 p$$

$$\sigma_2 = p \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 50^\circ 50'}{1 + (n \operatorname{tg} 50^\circ 50')^2}} = 0,415 p$$

$$\text{oder } \sigma_2 = \sigma_1 \frac{0,415}{0,967} = \text{rd. } 0,43 \sigma_1 = 0,43 \cos \beta \cdot \gamma \cdot h_0;$$

$$\text{nun ist } h_0 = \frac{h}{\cos \alpha} \cdot \frac{\sin(90 + \beta - \alpha)}{\sin(90 - \beta)} = h \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos \alpha \cos \beta},$$

$$\text{daher } \sigma_2 = 0,43 \gamma \cdot h \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos \alpha}.$$

Da die Länge der Wand $= h/\cos \alpha$ ist, so ist der ganze auf die Wand wirkende Erddruck

$$E = 0,43 \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha}$$

und für $\alpha = 10^\circ$ im vorliegenden Falle

$$E = \text{rd. } 0,44 \gamma \cdot \frac{h^2}{2}.$$

Genau das gleiche Ergebnis werden wir erhalten nach der Methode des unendlichen Erdkörpers (Rankine).

Und ebenfalls zu genau dem gleichen Werte gelangen wir mit der Coulombschen Methode, wenn wir nur von den gleichen Voraussetzungen ausgehen (Druck auf eine senkrechte Fläche $=$ parallel zur Oberfläche; durch diese Annahme ist die Erddruckneigung an der Wand unter dem $\sphericalangle \delta$, im vorliegenden Falle $= 24^\circ$, auch schon angenommen).

Die Ermittlung des Erddruckes aus der Spannungseellipse hat praktisch wenig Bedeutung, da die Annahme des Rankineschen Sonderfalles (Erddruck auf eine senkrechte Fläche parallel zur Oberfläche) willkürlich ist und sich in den seltensten Fällen mit der Wirklichkeit decken wird (vergl. die Tabelle 9!).

Sie ist hier nur deshalb vorgeführt und in einem Beispiele durchgeführt, um daran zu zeigen, daß der Erddruck in gewissen Grenzen sehr wohl der exakten wissenschaftlichen Behandlung zugänglich ist, und daß weiter die verschiedenen Berechnungsmethoden—Spannungseellipse, Rankine, Coulomb—sich bei gleichen Voraussetzungen in ihren Ergebnissen überhaupt nicht voneinander unterscheiden.

Im Rankineschen Sonderfall, wenn der Erddruck auf eine senkrechte Ebene (der Erde oder Wand) parallel zur Oberfläche gerichtet ist, sind die Gleitflächen wahrscheinlich Ebenen. In diesem Falle sind die Ergebnisse aller drei Methoden gleich und einwandfrei. Wenn diese Voraussetzung aber nicht zutrifft (und sie wird in Wirklichkeit in den seltensten Fällen zutreffen), dann sind die Gleitflächen keine Ebenen. Dann versagen die beiden ersten Methoden vollständig, während die Coulombsche Methode auch

nur noch als Näherung gilt, weil sie die wirklich vorhandenen gekrümmten Gleitflächen bei der Rechnung und zeichnerischen Ermittlung durch Ebenen ersetzt — aber als recht gute Näherung, wie die bisherigen Versuche ergeben haben.

2. Nach der Theorie des unendlichen Erdkörpers (Rankine).

Diese Theorie behandelt, wie erwähnt, nur einen Sonderfall (den Rankineschen Sonderfall). Sie nimmt an, daß der Erddruck E_1 (Abb. 51a) auf eine senkrechte Fläche OA parallel zur Erdoberfläche SS ist. Schneidet man weitere dreieckige Erdprismen durch die Strahlen II, III und IV mit der Oberflächenbreite s_1, s_2, s_3 usw. ab und setzt die Erdgewichte P_1, P_2, P_3 mit dem Erddruck E_1 zusammen, so erhält man in Abb. 51a u. 51b zwei projektivische Strahlenbündel I, II, III, IV und E_1, E_2, E_3, E_4 . Die Polentfernung des Strahlenbündels (Abb. 51b) und damit die Größe der Kraft E_1 erhält man aus der Bedingung, daß der Kleinstwert des Neigungswinkels δ gegen die Normale äußerstens gleich dem Reibungswinkel ϱ werden darf.

Die Zeichnung der zusammengehörenden Strahlen E_x und X , welche den Reibungswinkel ϱ zwischen sich einschließen, zeigt Abb. 52.

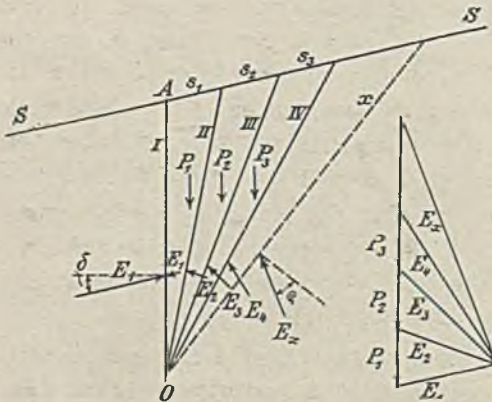


Abb. 51a.

Abb. 51b.

Erddruck im unendlichen Erdkörper (Rankine) und Kräftezusammensetzung.

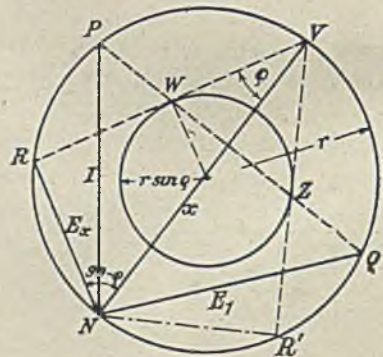


Abb. 52.

Ermittlung der Erddruckrichtung bei Annahme einer größten Spannungsneigung ϱ in der Erde.

Man trägt in einen Kreis mit dem beliebigen Halbmesser r die bekannten Strahlrichtungen I und E_1 , nämlich NP , parallel der Fläche $AO = I$, und NQ parallel dem Erddruck E_1 ein und verbindet die freien Schenkel durch die Sehne PQ . Die gleichen Verbindungssehnen der zusammengehörigen Strahlen je zweier beliebiger von Punkt N ausgehender projektivischer Strahlen schneiden sich alle in einem Punkte, und dieser Punkt (das Involutionszentrum) muß mithin auch auf der Sehne PQ liegen.

Wir brauchen nun den Punkt W auf der Sehne PQ nur im Abstand $r \cdot \sin \varrho$ vom Kreismittelpunkt zu wählen, um durch die Endpunkte der durch diesen Punkt gehenden Sehnen und deren Verbindungen mit N je zwei pro-

jektivische Strahlen zu erhalten, die sowohl die bekannten Richtungen E_1 und I als zusammengehörige Strahlen enthalten, als auch der zweiten Bedingung gerecht werden, daß zusammengehörige Strahlen als Kleinstwert den Winkel $90^\circ - \varrho$ ($\varrho =$ Reibungswinkel) einschließen. Diese letzteren Strahlen werden in NR und $NV (= E_x$ und $X)$ durch die Tangente in W an den Kreis mit dem Halbmesser $r \sin \varrho$ erhalten.

Die Ermittlung der Größe des gesuchten aktiven Erddruckes E_1 erfolgt dann durch Kräftepolygon (Abb. 51b).

Der zweite Schnittpunkt Z der Sehne PQ mit dem Kreise $r \sin \varrho$ gilt für die Ermittlung des passiven Erddruckes.

Die Zeichnungs- und Rechnungsergebnisse sind die gleichen wie bei der Coulombschen Theorie, wenn dort die gleichen Annahmen (Wandreibung δ an senkrechter Wand gleich der Erdneigung β) gemacht werden, ebenfalls wie oben bei der Ermittlung aus der Spannungselipse. Es kann also wegen der Ergebnisse auf die Tabellen 22 bis 117 am Schlusse verwiesen werden.

3. Nach der Methode von Coulomb.

Es ist bereits darauf hingewiesen, daß auch diese Methode nur im Rankineschen Sonderfall einwandfrei richtige Werte ergeben kann, und daß sie im übrigen in ihrer Allgemeinheit als Näherungsrechnung bzw. als Näherungsverfahren anzusehen ist. Aber die bisherigen Versuche haben ergeben, daß die mit dieser Näherungsmethode gewonnenen aktiven Erddruckwerte mit der Wirklichkeit recht gut übereinstimmen. Es liegt daher kein praktischer Grund zu irgend welchen Bedenken gegen diese Methode vor.

Coulomb nimmt auch für den Grenzfall des Eintritts der Bewegung an, daß auf einer ebenen Gleitfläche die volle Reibung von Erde auf Erde zur Geltung kommt und daß der Druck auf die Gleitfläche im Grenzfalle daher unter dem Winkel ϱ gegen die Flächensenkrechte geneigt ist.

An der stützenden Wand nimmt er die Richtung des Druckes je nach der Glätte der Wand und nach der Art der beim Nachgeben eintretenden Bewegung der Wand zur Erde verschieden geneigt an unter dem φ δ gegen die Wandsenkrechte.

Es müssen dann die drei Kräfte (siehe Abb. 54a bis c S. 85) $G =$ Gewicht des abgleitenden Erdprismas, $E =$ Erddruck auf die Wand und $Q =$ Erddruck auf die Gleitfläche im Gleichgewicht sein. Daraus ergibt sich

$$E = G \cdot \frac{\sin(\varphi - \varrho)}{\sin(\varphi - \varrho + \psi)}, \dots \dots \dots 27)$$

worin φ der Neigungswinkel der Gleitfläche gegen die Wagerechte, ψ der Neigungswinkel der „Stellungslinie“ gegen die natürliche Böschungfläche ($\psi = \alpha - \delta$), und α der Wandneigungswinkel gegen die Horizontale ist.

Der Wandreibungswinkel δ kann natürlich nie größer sein als der Reibungswinkel der Erde, weil eben dann die benachbarten Erdteilchen vorher gegeneinander abgleiten und $\delta = \varrho$ machen.

Der gefährlichste Erddruck, dem die Wand widerstehen muß, ist der größte, und diejenige Gleitfläche wird sich bei eintretender Bewegung wahrscheinlich ausbilden, für die E nach der obigen Gleichung zum Max. wird. E findet man für beliebige Gleitflächen OC durch Zerlegung des zu ermittelnden Gewichtes G nach der Richtung von E und Q (Abb. 54c).

a) Analytische Näherungsrechnung.

Sehr einfach gestaltet sich die analytische Berechnung für senkrechte Wand, horizontale Erdhinterfüllung und horizontalen Erddruck (also für den Rankineschen Sonderfall).

Nach Abb. 53a ist das Gewicht G des durch die Gleitfläche abgeschnittenen Erdprismas $ABN = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \text{ctg } \vartheta$, wenn h die Wandhöhe und ϑ der Neigungswinkel der gesuchten Gleitfläche ist. Der Erddruck E_a ist dann nach Abb. 53b

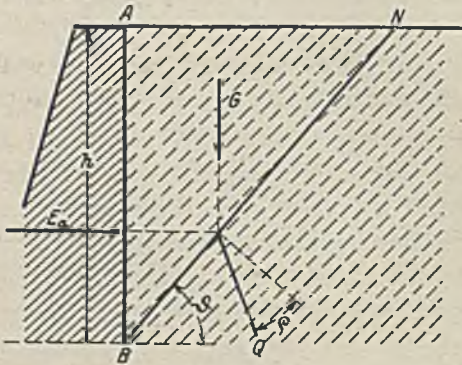


Abb. 53a.

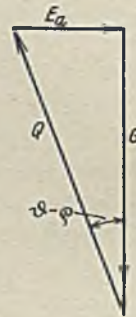


Abb. 53b.

Horizontaler Erddruck auf vertikaler Wand bei wagerechter Hinterfüllung.

$$\begin{aligned} E_a &= G \text{tg} (\vartheta - \varrho) = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\text{tg} (\vartheta - \varrho)}{\text{tg } \vartheta} \\ &= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\text{tg } \vartheta - \text{tg } \varrho}{(1 + \text{tg } \vartheta \text{tg } \varrho) \text{tg } \vartheta} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\text{tg } \varrho}{\text{tg } \vartheta}}{1 + \text{tg } \vartheta \text{tg } \varrho} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} E_a &= G \text{tg} (\vartheta - \varrho) = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\text{tg} (\vartheta - \varrho)}{\text{tg } \vartheta} \\ &= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\text{tg } \vartheta - \text{tg } \varrho}{(1 + \text{tg } \vartheta \text{tg } \varrho) \text{tg } \vartheta} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\text{tg } \varrho}{\text{tg } \vartheta}}{1 + \text{tg } \vartheta \text{tg } \varrho} } \right\} 28)$$

Dieser Wert wird zum Maximum, wenn $\frac{dE}{d\vartheta} = 0$ wird, und wir erhalten

$$\frac{(1 + \text{tg } \varrho \cdot \text{tg } \vartheta) \frac{\text{tg } \varrho}{\sin^2 \vartheta} - \left(1 - \frac{\text{tg } \varrho}{\text{tg } \vartheta}\right) \frac{\text{tg } \varrho}{\cos^2 \vartheta}}{(1 + \text{tg } \vartheta \cdot \text{tg } \varrho)^2} = 0$$

$$\text{oder } 2 \text{tg } \varrho \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta = \sin^2 \vartheta - \cos^2 \vartheta$$

$$\frac{2}{\text{ctg } \vartheta - \text{tg } \vartheta} = -\text{ctg } \varrho \qquad \text{tg } 2\vartheta = -\text{ctg } \varrho$$

$$2\vartheta = 90 + \varrho$$

$$\vartheta = 45 + \frac{\varrho}{2} \dots \dots \dots 29)$$

J, J usw. zur Stellungslinie OL geben bis zu den Schnittpunkten mit den Gleitflächen $F' - F -$ usw. die Größe der zugehörigen Wandkraft $J F' = E'$ und $JF = E$ usw. Verbindet man nun die Punkte $F' F F'' F'''$ usw. durch eine glatte Kurve, so erhält man damit die Abhängigkeit des Wanddruckes E von der Größe des Erdprismas in einem schiefwinkligen Koordinatensystem (mit dem φ) dargestellt. $Max E$ ist durch eine Parallele an diese zur natürlichen Böschungslinie festzustellen. — Diese Darstellung ist von Culmann angegeben (daher Culmannsche Erddrucklinie).

c) Rebhanscher Satz.

Nach Gl. 27 (siehe oben) ist

$$dE = d \frac{G \cdot \sin(\vartheta - \rho)}{\sin(\vartheta - \rho + \psi)} \dots \dots \dots 33)$$

Dieser Ausdruck muß für diejenige Gleitfläche, welche den größten aktiven Erddruck ergibt, zu Null werden. Darin ist bei einer Aenderung des Winkels ϑ außer ϑ nur das Gewicht G veränderlich, und die Ausrechnung ergibt die Gleichung

$$G \sin \psi = - \frac{dG}{d\vartheta} \cdot \sin(\vartheta - \rho) \cdot \sin(\vartheta - \rho + \psi) \dots \dots 34)$$

Bezeichnet man in Abb. 55 mit β den Winkel der am oberen Ende der Gleitfläche OB in B an die Erdoberfläche gezogenen Tangente gegen die Wagerechte

- h die Länge des auf diese Tangente gefällten Lotes OH ,
 - γ das Einheitsgewicht der Erde,
 - p die Belastung der Erde in B für die Flächeneinheit,
 - l die Länge der Gleitlinie OB und
 - ds die unendlich kleine Länge $B' B$ der Oberfläche,
- dann ist das Gewicht des unendlich kleinen Erdprismas $OB D D' B'$

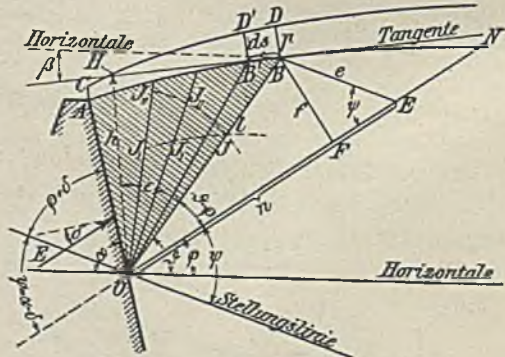


Abb. 55. Rebhanscher Satz.

$$dG = - \left(\gamma \frac{h}{2} ds + p ds \right) = - \frac{h}{2} ds \left(\gamma + 2 \frac{p}{h} \right) \dots \dots 35)$$

$$\text{oder } dG = - \gamma' \cdot \frac{h}{2} \cdot ds \dots \dots \dots 36)$$

wenn $\gamma' = \left(\gamma + 2 \frac{p}{h} \right)$ gesetzt wird.

Das negative Vorzeichen ist notwendig, weil G mit zunehmendem ϑ abnimmt.

Nun ist $h = l \cdot \cos \varepsilon$ (s. Abb. 55) und $ds = \frac{l \cdot d\vartheta}{\cos \varepsilon}$, daher ist auch

$$dG = - \gamma' \cdot \frac{l^2}{2} \cdot d\vartheta \dots \dots \dots 37)$$

Weiter bezeichnet man mit

e die Länge der zur Stellungslinie parallelen Strecke BE ,

f die Länge der Senkrechten von B auf $ON = BF$.

n die Länge der Strecke OE ,

dann ist, da

$$\sin(\vartheta - \varrho + \psi) = \sin \psi \cdot \frac{n}{l}$$

und

$$\sin(\vartheta - \varrho) = \frac{f}{l} \text{ ist,}$$

$$G = - \frac{dG}{d\vartheta} \cdot \frac{\sin(\vartheta - \varrho) \cdot \sin(\vartheta - \varrho + \psi)}{\sin \psi} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot n \quad (38)$$

Dieser zuerst von Rebhann aufgestellte Satz bestimmt die Lage der Gleitfläche bei unbelasteter Erde ($p = 0$) durch die Bedingung, daß die Querschnittfläche OAB (in Abb. 55 schraffiert) gleich dem Dreieck OBE ist.

Bei belasteter Erde muß das Erdgewicht zusammen mit der Belastung auf der Strecke AB

$$G = \left(1 + \frac{2p}{h \cdot \gamma}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{f \cdot n}{2} \text{ sein.}$$

Trägt man auf verschieden angenommenen Schnittflächen durch O die zugehörigen Gewichte G und die Ausdrücke

$$\left(1 + \frac{2p}{h \cdot \gamma}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{f \cdot n}{2}$$

von O aus bis J_1 und J_2 ab, so erhält man durch Verbindung der J_1 - bzw. J_2 -Punkte zwei krumme Linien, die sich in J schneiden und dadurch die gesuchte Gleitfläche OJ bestimmen, für die $G = \gamma' \cdot \frac{f \cdot n}{2}$ ist.

Weiter ergibt sich in Verbindung mit Abb. 54a u. c

$E:Q:H$ (Horizontalerddruck): $G = e:l:f:n$ oder

$$\left. \begin{aligned} E &= \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot e \\ Q &= \frac{1}{2} \gamma' \cdot f \cdot l \\ H &= \frac{1}{2} \gamma' \cdot f^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (39)$$

d) Ponceletsche Konstruktion.

Für ebene Wand, ebene Erdoberfläche und gleichmäßige Belastung (p konstant) hat Poncelet an Stelle des Versuchs eine unmittelbare zeichnerische Ermittlung der Gleitfläche angegeben.

In der Abb. 56 ist das Gewicht des 1 m langen Erdprismas ABO mit Auflast

$$G = \gamma \cdot \frac{a \cdot h}{2} + p \cdot a = \gamma' \cdot \frac{a \cdot h}{2}$$

(s. auch Gl. 35 u. 36) und nach dem Rebhannschen Satz (Gl. 38)

$$G = \gamma' \cdot \frac{f \cdot n}{2}.$$

Die Dreiecke OAB und OBE sind also inhaltsgleich, und die Lage der Gleitfläche OB ist von der Größe der gleichmäßigen Belastung unabhängig.

Zieht man $EF \parallel OB$, dann ist auch Dreieck $OAB =$ Dreieck OBF und daraus $AB = BF = a$.

Zieht man weiter $AD \parallel BE$ (Stellungslinie) und nennt $OD = b$, $ON = c$, $BN = d$, dann ergibt sich die gesuchte Strecke $OE = n$ aus der Gleichung

$$\frac{n}{c} = \frac{a}{d} \quad \dots \quad 40)$$

$$\frac{n-b}{c-n} = \frac{a}{d} \quad \dots \quad 41)$$

und ausgerechnet

$$n = \sqrt{cb} \quad \dots \quad 42)$$

$OE = n$ ist also die mittlere Proportionale zwischen OD und ON .

Man findet diese mittlere Proportionale, indem man in D (dem Schnittpunkt der Stellungslinie mit der natürlichen Böschungslinie ON) eine Senkrechte auf der natürlichen Böschungslinie errichtet. Der Schnittpunkt L dieser Senkrechten mit dem über der natürlichen Böschungslinie ON geschlagenen Halbkreise gibt in der Strecke OL die gesuchte Länge $n (= OE)$.

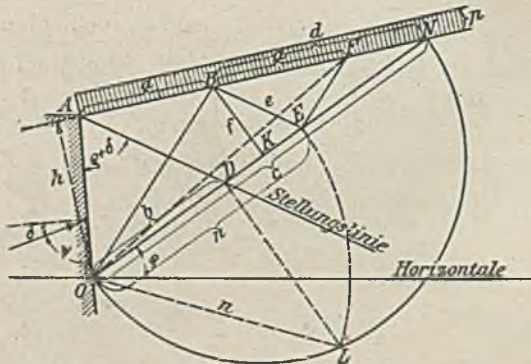


Abb. 56. Ponceletsche Konstruktion des aktiven Erddruckes.

e) Die zeichnerische Ermittlung der Größe des aktiven und passiven Erddruckes.

Zusammenfassung:

An die Wand trägt man im obersten Punkte A den $\varphi + \delta$ (Summe des natürlichen Böschungswinkels und des Reibungswinkels an der Wand), dessen freier Schenkel (die Stellungslinie) die natürliche Böschungslinie in D schneidet. Die in dem Punkte D (bezw. N) auf der natürlichen Böschungslinie ON errichtete Senkrechte schneidet den über ON (bezw. OD) als Halbmesser geschlagenen Halbkreis in L . Trägt man nun $OL = OE$ auf ON (bezw. OD) von O aus ab, zieht $EB \parallel$ der Stellungslinie AD und BK senkrecht auf ON , dann ist der gesuchte Erddruck auf die Wand OA

$$= \frac{1}{2} \gamma' BE \cdot BK = \gamma' \cdot \frac{f \cdot e}{2}$$

(s. Abb. 56 u. 57).

Falls die Stellungslinie mit der Linie der Erdoberfläche zusammenfällt, fallen die Punkte D, F und E mit N zusammen, und e ist gleich

$$BN = AB = \frac{AN}{2}$$

Daraus ergeben sich die Punkte B und K und daraus die Größen e und f .

Liegt die Stellungslinie oberhalb der Erdoberfläche, dann gelten die oben in Klammern gesetzten Buchstaben der Abb. 57.

Verläuft die Erdoberfläche der natürlichen Böschung parallel, dann liegt zwar N im Unendlichen, $e (= BE \parallel AD)$ und $f (= BK \text{ senkrecht zu } OD)$ können aber an beliebiger Stelle gezeichnet werden, weil sie überall zwischen den beiden Parallelen gleich groß sind (s. Abb. 58).

Die gleiche Konstruktion (und Überlegung) ergibt auch ohne weiteres den anderen Grenzfall des (passiven) Erddruckes. Dabei ist der Böschungs- und Reibungswinkel (Erde auf Erde) ρ negativ einzuführen und nach unten abzutragen. N liegt auf der der Erde abgewandten Seite (links in der Abb. 59). In der gleichen Weise ist δ (der Reibungswinkel bzw. Neigungswinkel gegen die Normale für den Erddruck auf die Wand, positiv nach unten, wenn gegen Abrutschen der Erde wirkend, negativ nach oben, wenn gegen Aufwärtsschieben der Erde wirkend) mit seinem Vorzeichen einzuführen und danach die Stellungslinie unter dem Winkel $-\rho \pm \delta$ (wenn negativ, nach der erdabgewandten Seite der Wand) anzutragen. Alles andere geht ohne weiteres aus der Abb. 59 hervor. Die Bezeichnungen sind

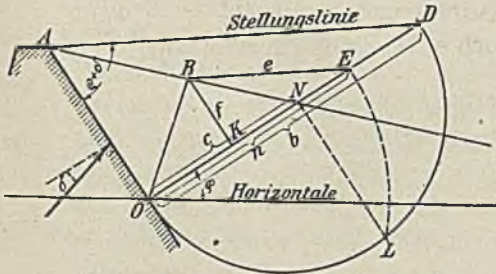


Abb. 57. Ponceletsche Konstruktion bei stark fallender Hinterfüllung.

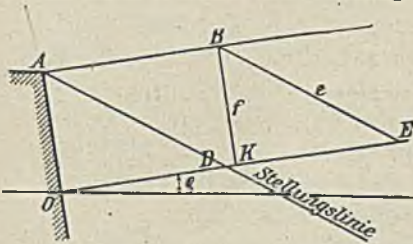


Abb. 58. Ponceletsche Konstruktion bei Hinterfüllung in natürlicher Böschung.

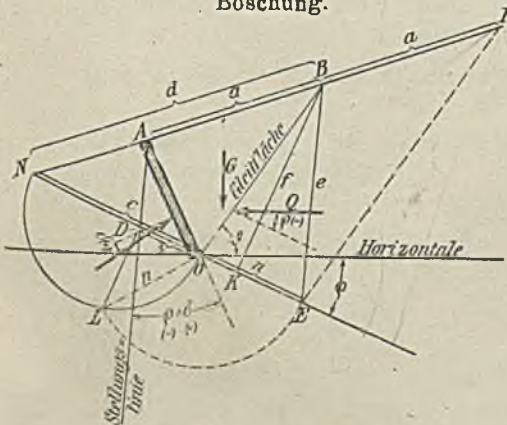


Abb. 59. Ponceletsche Konstruktion des passiven Erddruckes.

die gleichen wie in der Abb. 56. Die ganze Überlegung, welche oben bei der Abb. 56 angestellt ist, gilt auch für die Abb. 59 Wort für Wort, und der (passive) Erddruck ist auch hier

$$E_p = \frac{\gamma' \cdot e \cdot f}{2} \text{ (Abb. 59) 43)}$$

f) Erddrucktabellen und ihre Benutzung.

Recht oft macht man die Erfahrung, daß bei der Behandlung von Erddruckaufgaben viel Zeit und Arbeit auf die genaue Feststellung der Größe des Erddruckes nach einer der oben angegebenen Methoden verwendet wird, während auf die Festsetzung der Unterlagen der Rechnung, nämlich des Einheitsgewichtes der Erde γ , des Reibungswinkels ρ in der Erde und des Neigungswinkels δ des Erddruckes gegen die Normale auf die Wand, viel weniger Wert gelegt wird. Mit Rücksicht auf die (bereits oben betonte) Unsicherheit der Voraussetzungen der Erddrucktheorie ist eine zu peinlich sorgfältige Ermittlung der rechnermäßigen Größe des Erddruckes gar nicht angebracht, und zwar umsoweniger, weil die Standsicherheit der Stützmauern viel mehr von der Richtung des Erddruckes auf die Wand als von der Größe desselben abhängt. Aus diesem Grunde schlägt Müller-Breslau in seinem Buche „Erddruck auf Stützmauern“, Stuttgart 1906, vor, die Größe des Erddruckes auf senkrechte Mauern bei wagerechter Hinterfüllung gleich

$$E = \frac{1}{2} \gamma' h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

(d. i. gleich der Größe des Erddruckes für $\delta = 0$) anzunehmen, s. oben Abschnitt a) S. 84, um die Aufmerksamkeit nicht durch unnötige Rechnungen und Konstruktionen von denjenigen Annahmen und Festsetzungen abzulenken, welche für die Standsicherheit in erster Linie maßgebend sind.

Der gleiche Zweck wird allgemein und ohne Vernachlässigung erreicht, wenn man den Erddruck für bestimmte Fälle ermittelt und in Tabellen angibt, so daß man aus den Tabellen schnell die Größe des in jedem einzelnen Falle wahrscheinlichen Erddruckes entnehmen kann.

Die Zusammenstellung des Erddruckes in Tabellenform ist in sehr einfacher Weise möglich.

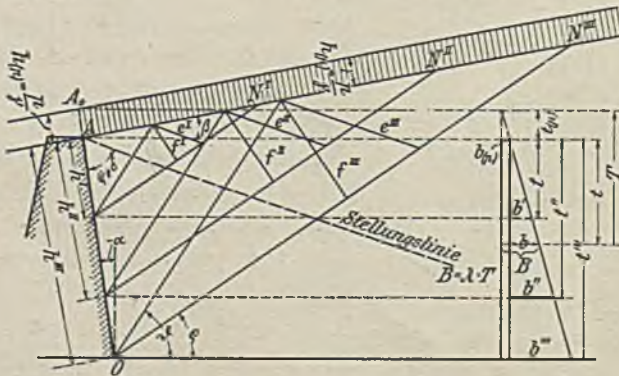


Abb. 60. Für die Benutzung der Erddrucktabelle.

In Abb. 60 ist der Erddruck in einem beliebigen Falle (Wandneigung = α , Erdoberflächenneigung β , natürlicher Böschungswinkel ρ , Wandreibungswinkel δ) für verschiedene Tiefen t^I , t^II , t^III unter Mauerkrone ermittelt zu

E^I (bezw. E^{II} und E^{III}) = $\frac{1}{2} \gamma' \cdot f^I \cdot e^I$ (bezw. $f^{II} e^{II}$ und $f^{III} e^{III}$). Setzt man nun e^I (bezw. e^{II} , e^{III}) = ζt^I (bezw. t^{II} , t^{III}) und f_I (bezw. f_{II} , f_{III}) = ηt^I (bezw. t^{II} , t^{III}), so können wir den Erddruck auch schreiben E_I (bezw. E_{II} , E_{III}) = $\frac{1}{2} \gamma' \cdot \lambda \cdot t_I^2$ (bezw. t_{II}^2 , t_{III}^2) (siehe Abb. 60).

Nun ist nach S. 81

$$\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h_I \text{ (bezw. } h_{II}, h_{III})}$$

oder, wenn wir die Auflast p als Erdlast mit der Höhe $h_{(p)}$ darstellen, wie in der Abb. 60 geschehen ist, so daß $h_{(p)} \gamma = p$ ist, dann ist

$$\gamma' = \gamma \left(1 + 2 \frac{h_{(p)}}{h_I \text{ (bezw. } h_{II}, h_{III})} \right) \dots \dots \dots 44$$

und

$$E_I = \gamma \cdot \lambda \cdot \left(\frac{t_I^2}{2} + \frac{h_{(p)}}{h_I} \cdot t_I^2 \right) \dots \dots \dots 45$$

oder da $\frac{h_{(p)}}{h_I} = \frac{t_{(p)}}{t_I}$ ist,

$$E_I = \gamma \cdot \lambda \cdot \left(\frac{t_I^2}{2} + t_{(p)} \cdot t_I \right)$$

oder allgemein

$$E = \gamma \cdot \lambda \cdot \frac{t^2}{2} + \gamma \cdot \lambda \cdot t_{(p)} \cdot t \dots \dots \dots 46$$

Wir können den Erddruck als Fläche darstellen mit der Höhe t . Der erste Teil $\gamma \lambda \frac{t^2}{2}$ ist dann ein Dreieck mit den Grundlinien $\gamma \lambda t$, der zweite Teil ein Rechteck mit der Breite $\gamma \lambda t_{(p)}$. Die Gesamtbreite des Trapezes ist also in der Tiefe t

$$\gamma B = \gamma (b_p + b) = \gamma \cdot \lambda \cdot (t + t_p) = \gamma \cdot \lambda \cdot T \dots \dots \dots 47$$

und der Erddruck für eine bestimmte Tiefe, wie auch aus Differentiation der Gl. 46 hervorgeht,

$$\Delta E = \Delta t (\gamma \cdot \lambda \cdot t + \gamma \cdot \lambda \cdot t_{(p)}) = \Delta T \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot T \dots \dots \dots 48$$

Hierin ist γT die Drucktiefe des untersuchten Flächenelementes unter der ideellen (vergl. auch später S. 95) Mauerkrone A^0 mit Hinzurechnung der Auflast. Es genügt also für diesen Fall die Angabe von λ , um die Breite der Erddruckfläche = $\gamma \cdot \lambda \cdot T$ zu bestimmen.

In den Tabellen 22 bis 117 sind für eine große Anzahl von Fällen die Werte λ des aktiven und passiven Erddruckes zusammengestellt und außerdem die Lage der zugehörigen Gleitfläche durch die Größe des Winkels ϑ (ctg ϑ) angegeben. Es ist damit möglich, die Größe des Erddruckes an jeder Stelle sofort anzugeben, nachdem man sich über den wahrscheinlichen Wert des natürlichen Böschungswinkels ρ und des Wandreibungswinkels δ Klarheit verschafft hat. Zwischenwerte und außerhalb des Bereiches der Tabellen liegende Werte sind durch Interpolieren mit genügender Genauigkeit zu schätzen.

Es war beabsichtigt, die Tabellen für λ und ϑ so vollständig für alle in der Praxis häufiger vorkommenden Fälle und Kombinationen von α (Wand-

neigung), β (Erdneigung), ρ und δ aufzustellen und beizugeben, daß der Erddruck in jedem Falle aus den Tabellen zu entnehmen war. Leider hat eine Vermehrung der Tabellen aus Zeit- und Geldmangel auch jetzt noch unterbleiben müssen. Eine weitere Vervollständigung muß einer späteren Auflage vorbehalten bleiben. Immerhin werden die Tabellen auch schon in ihrer jetzigen Ausdehnung (rd. 11 000 Werte) für die am häufigsten vorkommenden Erddruckaufgaben ausreichen.

g) Ermittlung des Erddruckes auf gebrochene und gekrümmte Wandflächen bei gebrochener und gekrümmter Erd- (bezw. Belastungs-) oberfläche unter Benutzung der Erddrucktabelle.

Die gebrochenen und gekrümmten Flächen sind zusammen behandelt, weil man jede gekrümmte Fläche mit genügender Genauigkeit immer als aus einer größeren Anzahl kleinerer Ebenen bestehend ansehen kann. Außerdem kann man die Oberfläche der Belastung als Erdoberfläche ansehen, wenn man die Belastung mit dem Einheitsgewicht der Erde ($h_p = \frac{p}{\gamma}$) aufgetragen denkt (vergl. Abb. 60 und Ausführung zur Gl. 48).

Nach den Ausführungen auf S. 87 erfüllt die Lage der Gleitfläche die Bedingung, daß das durch die Parallele CJ zur Stellungslinie abgeschnittene Dreieck OCJ (Abb. 61)

mit der Fläche des oberhalb der Gleitfläche OC liegenden, abgleitenden Erdquerschnitts $OA_0ADC'C_0$ flächengleich ist. Verwandelt man die Erdquerschnittsfigur in ein flächengleiches Dreieck $OA'C$, dessen Seite $A'C$ in C' die Erd- (bezw. Belastungs-) oberfläche tangiert, dann ist auch $OA'C$ dem Dreieck OCJ flächengleich, und bei gleicher Richtung des Erddruckes ist der Erddruck sowohl auf die Wand OA_0 als auch auf die Ersatzwand OA'

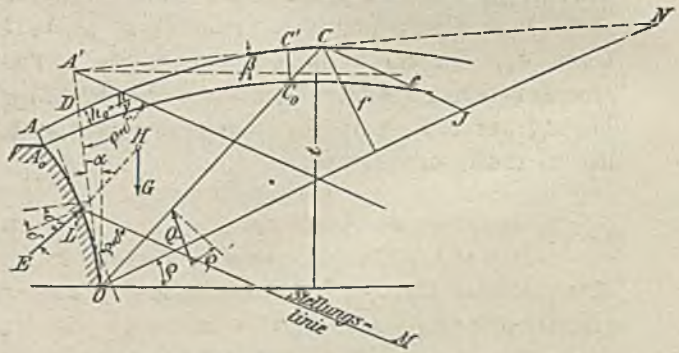


Abb. 61. Erddruck auf gekrümmter Wand bei gekrümmter Erdoberfläche.

$= \frac{1}{2} \gamma \cdot e \cdot f$, und wir können die Größe finden, sobald die Lage von $A'C$ festliegt. Die Lage ist aber bei gebrochener Erdoberfläche leicht, bei gekrümmter Erdoberfläche unschwer festzustellen¹³⁾.

Das Verfahren ist das folgende:

Man legt versuchsweise OC so, daß das durch die Parallele CJ zur Stellungslinie abgeschnittene Dreieck OCJ mit Figur $OA_0ADC'C_0$ flächen-

¹³⁾ Eine Reihe verhältnismäßig recht einfacher Aufgaben dieser Art mit ebener Wand und gebrochener Hinterfüllungs- bzw. Belastungsoberfläche ist im Jahrgang 1924 der Bautechnik S. 546 u. f. von Ing. M. Buchwald durchgeführt.

gleich ist, legt in C' eine Tangente an die Erdoberfläche (Belastungsfläche) und zeichnet das ebenfalls mit Figur OA_0ADC_0C' flächengleiche Dreieck $OA'C$ und erhält damit (s. Abb. 61):

1. die Ersatzoberfläche $A'C$ mit dem Neigungswinkel β ;
2. die Ersatzwand OA' mit der Neigung α gegen die Senkrechte;
3. den Neigungswinkel δ' des Erddruckes E gegen die Normale auf die Ersatzwand.

Für diese drei Winkel α , β und δ' ermittelt man aus den Tabellen (durch Inter- oder Extrapolation) den Neigungswinkel der Gleitfläche $= \vartheta$ und die Wertziffer λ . Weicht die gefundene Lage der Gleitfläche (oder des Punktes C) nicht wesentlich von der angenommenen Lage ab, dann ist die Rechnung erledigt und E ist $= \frac{1}{2} \gamma \cdot \lambda \cdot t^2$ (ts. Abb. 61). Im anderen Falle wiederholt man die Konstruktion mit der neugefundenen Lage des Punktes C bzw. C' .

Den Angriffspunkt L des Erddruckes E auf die gekrümmte Wand OA_0 findet man näherungsweise mit der durch den Schwerpunkt H des Erdquerschnittes OA_0ADC_0C' zur Gleitfläche OC gelegten Parallelen HL . Zur Sicherheit kann man außerdem noch eine kleine Korrektur im Sinne des Vorschlages oben unter Abschnitt II C, S. 79 eintreten lassen

Diese Ermittlung des Erddruckes dürfte bei den unsicheren Grundlagen der Theorie vollkommen ausreichen. Das Schwierigste ist dabei die einigermaßen zutreffende Annahme der Richtung des Erddruckes. Zur Erhöhung der Sicherheit des Bauwerkes tut man gut, δ lieber etwas zu klein als zu groß anzunehmen.

Die folgenden Ausführungen über die Verteilung des Erddruckes über die Stützwand verfolgen nur den Zweck, in einzelnen besonderen Fällen einen Anhalt für die Wahl des mittleren Reibungswinkels δ an der Wand und für die Lage des Angriffspunktes der Erddruckresultanten an der Wand zu geben; sie sollen aber nicht etwa vorschlagen, in jedem Falle diese Verteilung zu ermitteln.

b) Verteilung des Erddruckes über die Stützwand bei beliebiger Wandform und beliebiger Form der Erdoberfläche.

Wie bereits oben (S. 91) angegeben, ist die Verteilung des Erddruckes über die Stützwand bei ebener Wand und ebener Erdoberfläche (und gleichmäßiger Belastung) nach der Tiefe angenähert¹⁴⁾ dreieck- (oder trapez-) förmig mit einer Breite der Erddruckfläche $= \gamma \cdot \lambda \cdot T$ in der Drucktiefe T und $= \gamma \cdot \lambda \cdot T_0$ in der Tiefe $\gamma \cdot T_0$ (d. h. an der Erdoberfläche).

Bei gebrochener oder gekrümmter Mauer oder Erdoberfläche geht man am besten schrittweise von oben vor, indem man die Mauerrückwand in beliebig viele kleine ebene Flächen zerlegt denkt (vergl. Abb. 62) und die

¹⁴⁾ Wegen der wirklichen Abweichung von der geradlinigen Verteilung vergl. die oben gemachten Ausführungen Abschnitt I C 4.

Erddruckrichtung an jeder Stelle unter dem Winkel δ gegen die Flächennormale geneigt annimmt. Die Größe des Winkels δ (sowie ob positiv oder negativ) ist aus der bei einem Bruch zu erwartenden Verschiebung zwischen der Wandfläche und der unmittelbar darauf lastenden Erde abzuleiten.

Die Größe des Erddruckes E_1 auf die oberste Wandfläche findet man in der im vorigen Abschnitt angegebenen Weise, und die mittlere Breite B_1 der Erddruckfläche für die Höhe ΔH_1 ist gleich $\frac{E_1}{\Delta H_1}$.

Die Erddrücke auf die anderen Flächen E_2, E_3 usw. findet man nacheinander aus den vorhergehenden Ergebnissen, wie folgt:

Gefunden sei E_1 bis E_6 auf die Flächen 1 bis 6. Gesucht ist E_7 auf die Fläche $7 = LM$.

Man zerlegt die zusammengesetzten Kräfte E_1 bis E_6 in eine senkrechte Kraft $G_{(1-6)}$ und eine Kraft $K_{(1-6)}$ parallel zu E_7 (s. Abb. 62b).

Schneidet man nun durch die Linie $L-J$ einen Erdkörper LA_0AJ von der Größe $\frac{G_{(1+6)}}{\gamma}$ ab, dann ist der Erddruck auf die Fläche LJ = der Resultanten aus den Erddruckkräften E_1 bis E_6 und dem Erdgewicht $G_{(1-6)}$ der Fläche $LA_0AJ = K_{(1-6)}$ parallel zu E_7 (Abb. 62b). Die Aufgabe ist

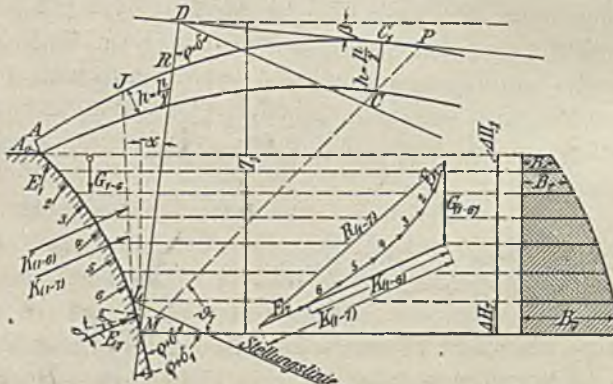


Abb. 62a.

Abb. 62b.

Abb. 62c.

Erddruckverteilung auf eine gekrümmte Wand.

also zurückgeführt auf die Ermittlung des Erddruckes $K_{(1-7)}$ gegen die gebrochene Wand MLJ bei bekannter Richtung des Erddruckes $K_{(1-7)}$.

Die Lösung ist im vorigen Abschnitt behandelt:

Geschätzte Lage der Gleitlinie MC — Tangente $C'D$ — Ersatzwand MD so, daß $\gamma (MLJRC_1C')$ gewichtsgleich $\gamma (MDP)$ ist. Daraus ergibt sich der Erddruckneigungswinkel δ , der Wandneigungswinkel α und der Oberflächenneigungswinkel β , und für diese Winkel β, α und δ aus den Erddrucktabellen zur Kontrolle der φ und die Erddruckziffer λ . Danach ist:

$$K_{(1-7)} = \gamma \frac{\lambda \cdot T_{(1)}^2}{2} \dots \dots \dots 49)$$

$$E_7 = K_{(1-7)} - K_{(1-6)} \dots \dots \dots 50)$$

und die mittlere Breite der Erddruckfläche für die Höhe ΔH_7

$$B_7 = \frac{E_7}{\Delta H_{(7)}} = \frac{\frac{1}{2} \gamma \cdot \lambda \cdot T_{(7)}^2 - K_{(1-6)}}{\Delta H_7} \dots 51)$$

Verbindet man die Endpunkte der mittleren Breite B_1 bis B_7 durch eine glatte Kurve (Abb. 62c), dann erhält man die Verteilung des Erddruckes nach der Tiefe über die gekrümmte Mauerfläche $A_0 M$. In der Resultierenden $R_{(1-7)}$ aller Erddruckkräfte E_1 bis E_7 findet man auch die Richtung und Größe des Gesamterddruckes auf die Wand $A_0 M$ (s. Abb. 62b).

Derartige Untersuchungen sollte man aber im allgemeinen nur zur gelegentlichen eigenen Orientierung ausführen. Bei praktischen Aufgaben lohnt die größere Genauigkeit der Ergebnisse die darauf verwendete Mehrarbeit selten.

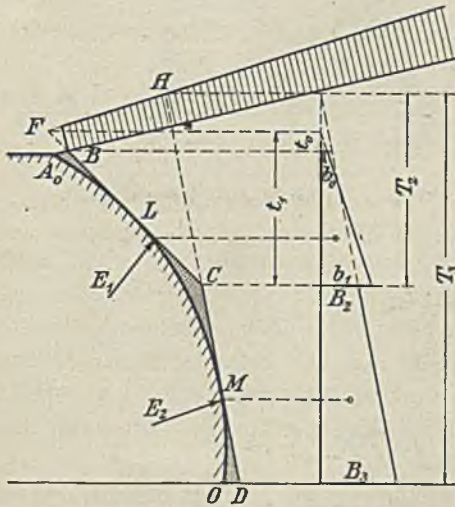


Abb. 63. Ersatz der krummen Wandfläche durch wenige Ebenen.

Einer kontinuierlichen Krümmung der Stützwandfläche und der Erdoberfläche entspricht auch eine fortlaufende Krümmung der Begrenzung der Erddruckfläche, und zwar entspricht einer hohlen (konkaven) Stützwandfläche (bezw. Erdoberfläche) auch eine hohle Begrenzung der Erddruckfläche und einer gebauchten (konvexen) Stützwand (bezw. Erdoberfläche) eine gebauchte (konvexe) Begrenzung der Erddruckfläche.

Daß man bei gebrochener Erdoberfläche oder gebrochener Wandfläche auch Ecken und Sprünge in

der Begrenzung der Erddruckfläche erhält, ist an sich nicht verwunderlich.

Eine zulässige und besonders bei ebener Erd- (und Belastungs-) oberfläche gut verwendbare Vereinfachung besteht darin, daß man die gekrümmte Wandfläche $A_0 O$ durch eine oder zwei Ebenen BC und CD (Abb 63) ersetzt und diese Ebenen als Teile je einer Wand (FC bzw. DH) ansieht und die Breiten der Erddruckfläche aus der Tabelle ermittelt zu

$b_0 = \lambda_1 \cdot \gamma \cdot t_0$ und $b_1 = \lambda_1 \cdot \gamma \cdot t_1$ bzw. $B_2 = \lambda_2 \cdot \gamma \cdot T_2$ und $B_3 = \lambda_2 \cdot \gamma \cdot T_3$ und daß man weiter das Gewicht der kleinen Erdprismen zwischen den Ebenen und der Wand $A_0 BL$, LCM und MOD als zur Mauer gehörend ansieht.

1) Wirkung von Einzellasten oder örtlich konzentrierten Lasten.

Die Lasten werden auf die Längeneinheit der Mauer verteilt angenommen.

Unter der Annahme ebener Gleitflächen findet man die Größe des auf eine Wand OA_0 wirkenden gefährlichen Erddruckes sehr einfach, indem man

durch den Fußpunkt O der Wand eine Anzahl Gleitflächen $OC_1 - OC_2 - OC_3$ usw. legt (Abb. 64) und alle oberhalb der Gleitflächen liegenden Lasten, nämlich das Gewicht des Erdprismas OA_0C (und die Einzellast P), nach den Richtungen von E und Q zerlegt, wie oben S. 85 bei Besprechung der Culmannschen Erddrucklinie angegeben ist (vergl. Abb. 64). Der Größtwert von E ist verhältnismäßig leicht festzustellen, weil die Culmannsche Erddrucklinie auf der Gleitfläche, welche durch den Fußpunkt der Kraft P geht, einen Sprung aufweist und daher auch hier sehr oft den Größtwert von E angibt.

Schwieriger ist die genaue Lage des Angriffspunktes des Erddruckes an der Wand zu finden. Es ist dadurch möglich, daß man die Verteilung des Erddruckes nach der Tiefe (die Erddruckfläche) ermittelt. Man geht dabei am besten schrittweise von oben nach unten vor und stellt nacheinander für verschiedene Tiefen die Gleitflächen fest, welche den größten Erddruck ergeben (wie oben auseinandergesetzt ist). Ermittelt man dann die Unterschiede ΔE der gefundenen Erddrücke und verteilt diese Unterschiede auf die Tiefenunterschiede ΔT , dann erhält man bei genügender Nähe der untersuchten Wandpunkte die Verteilung des Erddruckes über die Wand nach der Tiefe

In Abb. 65a bis d ist die Erddruckverteilung bei zwei in verschiedenen Entfernungen von der Mauerkrone angreifenden Einzellasten P_1 und P_2

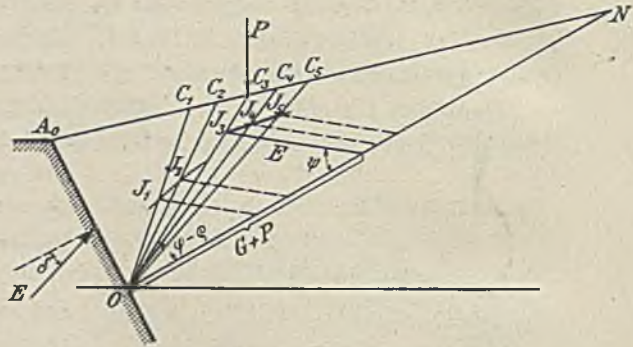


Abb. 64. Wirkung von Einzellasten.

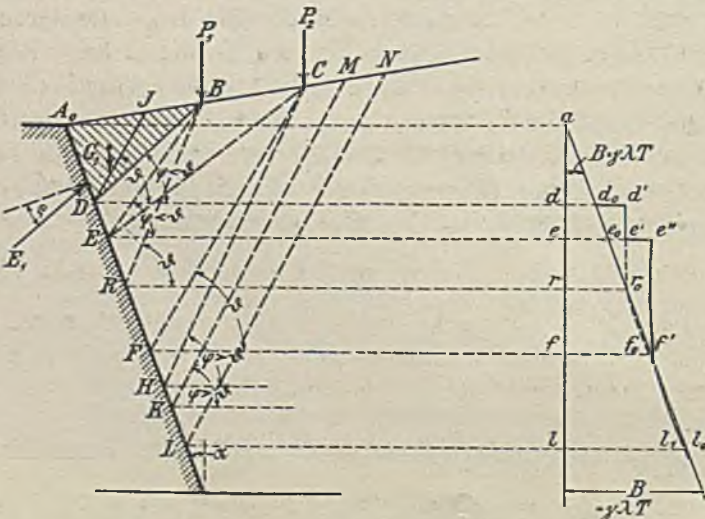


Abb. 65a.

Abb. 65c.

Erddruckverteilung bei zwei Einzellasten.

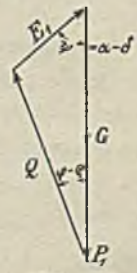


Abb. 65b.

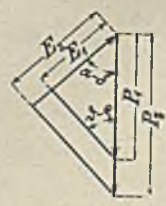


Abb. 65d

skizziert. Von A_0 bis D haben die Einzellasten keinen Einfluß auf den Erddruck. Die Gleitfläche ist unter dem φ geneigt und der Erddruck E ist $= \frac{1}{2} \gamma \cdot \lambda \cdot T^2$. Die Erddruckfläche ist (angenähert) dreieckförmig.

Für den Punkt D ergibt die durch den Fußpunkt der Kraft P_1 gelegte Gleitfläche DB (einschließlich der Last P_1), welche unter dem φ geneigt ist, durch Zerlegung der Erdlast G_1 und der Einzellast P_1 nach E_1 und Q (Abb. 65b) den gleichen Erddruck auf die Wand A_0D , wie er sich ohne Einzellast nach der unter dem φ geneigten Gleitfläche DJ als größter ergeben hatte. φ ist $< \vartheta$. Unterhalb ergeben die durch den Lastangriffspunkt B gelegten Gleitflächen den größeren und daher maßgebenden Erddruck. Je mehr sich φ dem ϑ nähert, umso mehr nimmt der Einfluß der Einzellast auf die Dreieckverteilung nach der Tiefe in der Erddruckfläche ab.

Die durch Punkt E gelegten Gleitflächen nach den Fußpunkten der beiden benachbarten Einzellasten P_1 und P_2 , nämlich EB (einschließlich der Last P_1) und EC (einschließlich der Lasten P_1 und P_2) ergeben durch Zerlegung der Lasten wieder gleichgroße Kräfte. Für Punkt E zeigt die Erddruckfläche einen zweiten Sprung

Unterhalb E gehen die (gefährlichen) Gleitflächen bis zum Punkt H alle durch den Fußpunkt C der Last P_2 . Der φ nimmt zu und wird schließlich sogar größer als der Neigungswinkel ϑ der normalen Gleitfläche. Der Einfluß der Einzellast auf die Erddruckverteilung wird immer kleiner; die Begrenzung der Erddruckfläche $ad_0d'e'e''f'l_1$ (schneidet die $\gamma \lambda T$ -Linie der Erddruckfläche ohne Einzellast und) nähert sich asymptotisch der $\gamma \lambda T$ -Linie, während unterhalb H die Neigungswinkel der Gleitfläche $KM - LN$ usw. sich allmählich dem Winkel ϑ wieder nähern.

Die durch die Einzellasten verursachten Aufsattelungen auf die ohne Rücksicht auf die Einzellasten ermittelte Erddruckfläche haben bei gerader Wand- und Erdoberfläche angenähert Dreieckform. Die Lage der Grundlinien dieser aufgesattelten Dreiecke in den Punkten D und E kann leicht durch Versuchsrechnungen festgestellt werden. Die Spitzen dieser Dreiecke liegen etwa auf der durch die Fußpunkte der Lasten unter dem φ (für unbelastete Erde aus den Tabellen entnommen) gelegten Gleitfläche BR bzw. CF . (Die genaue Festlegung des unteren Verlaufs der Erddruckverteilung macht größere Schwierigkeiten.) Der Angriffspunkt der Zusatzlasten infolge der Einzelgewichte P_1 und P_2 liegt in $\frac{2}{3}$ der Höhe der Strecke RD bzw. FE . Die Größe der Zusatzdrücke ergibt sich durch Zerlegung von P_1 und P_2 nach E und Q unter den Winkeln $\psi = \alpha - \delta$ und $\vartheta - \varrho$ (ϑ Winkel der Gleitfläche bei unbelasteter Erde) (s. Abb. 65d).

Ein vom Verfasser durchgerechnetes Beispiel ist in Abb. 66a maßstäblich dargestellt.

Es betrifft eine senkrechte Wand von 10 m Höhe mit wagerechtem Erdboden. In 3 m Abstand von der Wandoberkante wirkt eine Last von 1 t/lfdm. Wand, sonst ist der Erdboden unbelastet.

Als weitere Annahmen sind gemacht

- ρ = natürlicher Böschungswinkel = 30°
- δ = Wandreibungswinkel = 30°
- γ = spezifisches Gewicht der Erde = 2.

Aus den Erddrucktabellen ergibt sich dann ohne Rücksicht auf die Einzellast $\lambda = 0,297$ und $\vartheta = \text{rd. } 54\frac{1}{3}^\circ$. Für die verschiedenen Tiefen ist

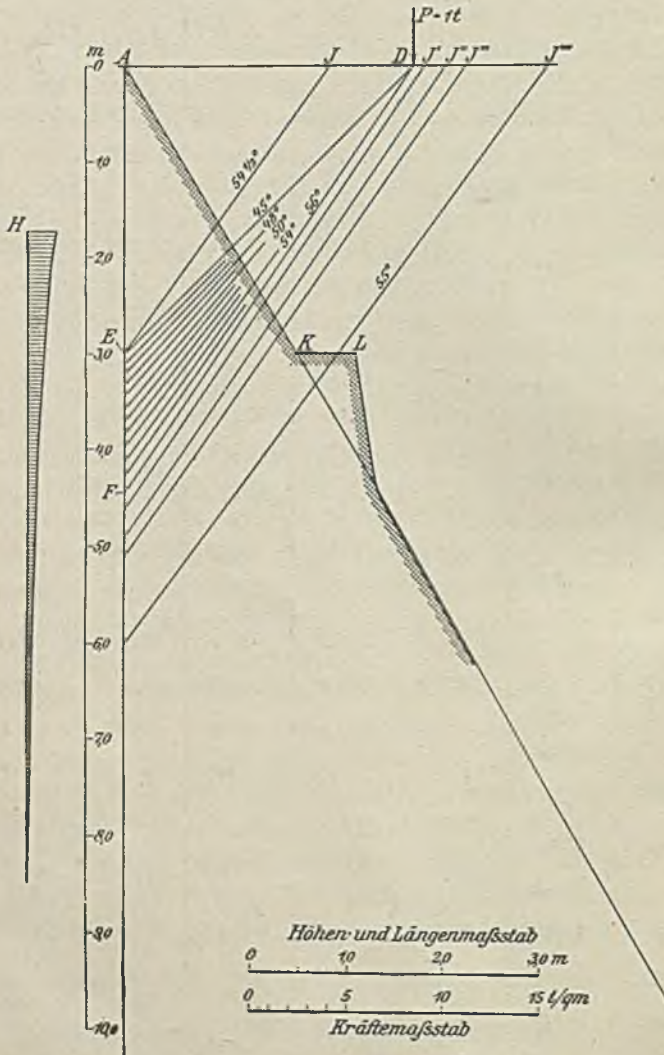


Abb. 66b.

Abb. 66a.

Genaue Erddruckverteilung infolge einer Einzellast.

dann durch Versuchsrechnung der größte Erddruck und die zugehörige Gleitfläche ermittelt und in der folgenden Tabelle 10 angegeben und daraus die Erddruckverteilung $\frac{\Delta E}{\Delta T}$ errechnet. Die Differenz dieses Erddruckes auf die

Flächeneinheit gegenüber den Werten $\gamma \lambda T$ gibt den Einfluß der Einzellast P an (s. letzte Spalte der Tabelle 10).

Tabelle 10.

Einfluß einer Einzellast auf den Erddruck auf eine senkrechte Wand.

Tiefe T in m	Neigung der Gleitfläche ϑ in $^{\circ}$	Erddruck E auf 1 lfdm in t	Zunahme		Mittlere Tiefe in m	Druckverteilung $\Delta E / \Delta T$		
			des Erd- druckes ΔE in t	der Tiefe ΔT in m		mit Einzel- last in t/qm	ohne Einzel- last in t/qm	Einfluß der Einzel- last in t/qm
1,0	$54\frac{1}{3}$	0,297	0,297	1,0	0,5	0,297	0,297	0
2,0	$54\frac{1}{3}$	1,189	0,892	1,0	1,5	0,892	0,892	0
2,993	$\left\{ 54\frac{1}{3} \right\}$	2,656	1,467	0,99	2,497	1,484	1,484	0
3,0	45	2,679		0,01				
3,107	46	2,931	0,252	0,107	3,054	2,358	1,815	+ 0,543
3,217	47	3,196	0,265	0,110	3,162	2,406	1,879	+ 0,527
3,332	48	3,473	0,277	0,115	3,274	2,409	1,936	+ 0,473
3,452	49	3,765	0,292	0,120	3,392	2,437	2,016	+ 0,421
3,575	50	4,073	0,308	0,123	3,514	2,502	2,088	+ 0,413
3,705	51	4,397	0,324	0,130	3,640	2,494	2,164	+ 0,330
3,840	52	4,737	0,340	0,135	3,772	2,518	2,242	+ 0,276
3,981	53	5,094	0,357	0,141	3,911	2,531	2,324	+ 0,207
4,129	54	5,474	0,380	0,148	4,055	2,568	2,410	+ 0,158
4,284	55	5,875	0,401	0,155	4,206	2,586	2,500	+ 0,086
4,448	56	6,304	0,429	0,164	4,366	2,615	2,595	+ 0,020
4,62	56	6,766	0,462	0,172	4,534	2,686	2,695	- 0,009
4,7	56	6,987	0,221	0,08	4,66	2,765	2,770	- 0,005
4,8	56	7,269	0,282	0,1	4,75	2,816	2,823	—
4,9	56	7,556	0,287	0,1	4,85	2,875	2,833	—
5,0	56	7,850	0,294	0,1	4,95	2,934	2,942	—
5,1	55	8,149	0,299	0,1	5,05	2,997	3,002	—
6,0	55	11,116	2,967	0,9	5,55	3,297	3,299	—
1,00	55	30,124	19,008	4,0	8,0	4,752	4,755	—

Die Einzellast ist in diesem Falle bis zu einer Tiefe von etwa 3 m ohne Einfluß auf den Erddruck. Die Gleitfläche ist die des unbelasteten Zustandes (ϑ hier = rd. $54\frac{1}{3}^{\circ}$).

Bei etwa 3 m Tiefe tritt der Einfluß plötzlich scharf auf und nimmt weiter mit zunehmender Tiefe wieder allmählich ab, bis er in rd. 4,5 m Tiefe gleich Null wird. Die Gleitfläche geht für dieses Wandstück (von 3 bis 4,5 m Tiefe) immer durch den Fußpunkt der Last; der Winkel ϑ springt bei 3 m Tiefe plötzlich auf 45° herunter und nimmt dann wieder zu bis auf einen Wert, der etwas größer als der Gleitwinkel bei unbelasteter Hinterfüllung ist (rd. 56°).

Unterhalb 4,5 m Tiefe nimmt der Gleitwinkel ϑ allmählich wieder bis auf die normale Größe von $54\frac{1}{3}^\circ$ ab. Die Gleitfläche geht nicht mehr durch den Fußpunkt der Last P . Die Begrenzungslinie der Erddruckverteilungsfäche nähert sich asymptotisch der $\gamma\lambda T$ -Linie. Der Einfluß der Einzellast ist hier negativ, weil der Gleitwinkel ϑ größer ist als bei unbelasteter Hinterfüllung ($54\frac{1}{3}^\circ$). Praktisch ist der Einfluß so gering, daß er von 4,5 m Tiefe ab gleich Null gesetzt werden kann.

Der gesamte Einfluß auf den Erddruck ergibt sich als Dreiecksfläche mit der (oberen) Grundlinie = $0,543$ t/qm und der Höhe = $1,5$ m, also im ganzen $\frac{0,543 \cdot 1,5}{2} = 0,41$ t = $E_{(P)}$.

Das gleiche Ergebnis erhalten wir, wenn wir $P = 1$ t nach E und Q für einen Gleitwinkel = $\vartheta = 54\frac{1}{3}^\circ$ zerlegen

$$E_{(P)} = 1 \text{ t} \cdot \frac{\sin(\vartheta - \varrho)}{\sin[\vartheta - \varrho + (\alpha - \delta)]} = \frac{\sin 24\frac{1}{3}}{\sin 84\frac{2}{3}} \cdot 1 = 0,41 \text{ t.}$$

Der Schwerpunkt der Zusatzerddruckfläche liegt ungefähr in einer Tiefe von $3\frac{1}{2}$ m bei einem mittleren Gleitwinkel ϑ von $49\frac{1}{3}^\circ$.

Die Form der Zusatzerddruckfläche für die Einzellast wird eine andere (länger gestreckte und weniger scharf hervortretende), wenn die Einzellast im Verhältnis zum Erdgewicht sehr groß ist, oder, was das gleiche bedeutet, wenn das Einheitsgewicht γ im Verhältnis zur Einzellast sehr klein ist.

Zum Vergleich ist als äußerst denkbarer Grenzfall die Druckverteilung auf die Wand infolge der Einzellast bei sonst gleichen Verhältnissen wie oben, aber unter der Annahme $\gamma = 0$ errechnet und in Tabelle 11 angegeben sowie in Abb. 66b dargestellt. Die Gleitfläche geht dann stets durch den Fußpunkt der Einzellast und der Wanddruck ermittelt sich nach der Formel

$$E_{(P)} = P_{(=1)} \frac{\sin(\vartheta - \varrho)}{\sin(\vartheta - \varrho + \psi)}$$

Der Angriffspunkt des durch eine Einzellast verursachten Erddruckes $E_{(P)}$ wird vielfach in der Weise ermittelt, daß man durch den Fußpunkt der Einzellast eine Parallele zur Gleitfläche für unbelastete Hinterfüllung legt und im Schnittpunkt dieser Parallelen mit der Wand den mittleren Angriffspunkt des Erddruckes $E_{(P)}$ annimmt. Wie unser erstes Beispiel zeigt, ist diese Annahme zu günstig. Müller-Breslau schlägt daher in seinem Buche „Erddruck auf Stützmauern“ vor, den Angriffspunkt des durch eine Einzellast verursachten Erddruckes in halber Wandhöhe anzunehmen.

Tabelle 11.

Einfluß einer Einzellast auf den Erddruck bei gleichen Verhältnissen wie bei Tabelle 10 (Abb. 66), aber unter der Annahme, daß $\gamma = 0$ wäre.

ϑ in °	Tiefe T in m	Erddruck E in t	Zunahme		Druck- verteilung und zugleich Einfluß der Einzellast $\Delta E / \Delta T$ in t/qm
			des Erddruckes ΔE in t	der Tiefe ΔT in m	
30	1,7321	—			
31	1,8026	0,01995	0,01995	0,0705	0,283
32	1,8746	0,0395	0,01955	0,0720	0,272
33	1,9482	0,0587	0,0192	0,0736	0,261
34	2,0235	0,0776	0,0189	0,0753	0,251
35	2,1006	0,0962	0,0186	0,0771	0,241
40	2,517	0,1850	0,0888	0,416	0,213
45	3,0	0,2679	0,0829	0,483	0,172
50	3,575	0,3473	0,0794	0,575	0,138
55	4,284	0,4242	0,0769	0,709	0,109
60	5,196	0,5	0,0758	0,912	0,083
65	6,434	0,5758	0,0758	1,238	0,061
70	8,242	0,6527	0,0769	1,808	0,043

Demgegenüber empfiehlt der Verfasser, bei größeren Einzellasten durch schrittweises Vorgehen von oben die Tiefen festzustellen (vergl. in Abb. 65a die Punkte D und E), für die sich in zwei Gleitflächen ohne und mit der betreffenden Einzellast die gleichen Erddrücke (ohne Einzellast $= \gamma \cdot \frac{\lambda \cdot T^2}{2}$) ergeben, wo daher der Einfluß der Einzellasten am stärksten ist, und außerdem mit Hilfe der Parallelen zur Gleitfläche für unbelastete Hinterfüllung durch den Fußpunkt der Einzellast die Tiefe, in denen der Einfluß schon sehr gering ist. Auf diesen für jede Einzellast P_1, P_2 usw. ermittelten Strecken nehme man den Angriffspunkt des durch die betreffende Einzellast verursachten Erddruckes in $\frac{1}{3}$ von oben an. Die Größe der Erddrücke $E_{(P_1)}, E_{(P_2)}$ usw. findet man durch Zerlegung von P_1 und P_2 nach den Richtungen von E und Q oder nach der Gleichung

$$E_{(P)} = P \frac{\sin(\vartheta - \rho)}{\sin(\vartheta - \rho + \psi)} \dots \dots \dots 52)$$

Wenn die Parallele zur normalen Gleitfläche unterhalb des Mauerfußes die verlängerte Stützwand trifft, dann schätzt man den Angriffspunkt und die Größe des Erddruckes infolge der Einzellast nach der Lage des Schwerpunktes und der Größe des oberhalb des Mauerfußes liegenden Dreieckteils.

Selbstverständlich ist diese Näherungsmethode nur zulässig für (dem obigen Beispiel ähnliche Fälle) nicht zu flach geneigte Stützmauern; auf keinen Fall aber ist sie beispielsweise für Gewölbe anwendbar.

k) Schlußbetrachtungen zur Berechnung des aktiven und passiven Erddruckes nach der Coulombschen Methode.

Die oben wiedergegebenen Konstruktions- und Rechnungsmethoden geben einen Anhalt zur Berechnung der Grenzwerte des Erddruckes im kohäsionslosen Erdmaterial. Bei der stets im Erdreich vorhandenen, in der Rechnung nicht berücksichtigten Kohäsion wird der aktive Erddruck erfahrungsmäßig sehr oft gleich Null. Der Einfluß der Kohäsion wird weiter unten behandelt (s. Abschnitt V).

Aus den am Schlusse angefügten Tabellen geht im übrigen zur Genüge hervor, in wie weiten Grenzen diese beiderseits (aktiv und passiv) möglichen Erddruckgrößen schwanken und welche Werte sie unter verschiedenen Verhältnissen annehmen. Die ganz hohen Wertziffern für λ in den Tabellen des passiven Erddruckes sind nicht zu verwenden, da dann die Annahme ebener Gleitflächen nicht mehr zulässig ist.

Besonders ist die Wandreibung beim aktiven Erddruck von Einfluß auf die Standfähigkeit der Mauer und beim passiven Erddruck unmittelbar auf die Größe des Erddruckes. Es ist daher bei allen Aufgaben des Erddruckes sorgfältig aus der Wirkungsweise der betreffenden Bauteile zu prüfen, welche Richtung der Erddruck etwa annehmen kann, da es nur dadurch möglich ist, den tatsächlichen Verhältnissen mit einiger Wahrscheinlichkeit näher zu kommen, wie in den folgenden Aufgaben gezeigt werden wird.

Aus den Beispielen wird weiter hervorgehen, daß der Erddruck die Grenzwerte des aktiven oder passiven Erddruckes lange nicht immer und nicht an allen Teilen des Bauwerkes erreicht, sondern zwischen diesen Grenzwerten jede durch die äußeren Kräfte bedingte Größe annehmen kann.

In wichtigen Fällen empfiehlt es sich dringend, das Einheitsgewicht γ und den Reibungswinkel ϱ durch den Versuch zu bestimmen oder bestimmen zu lassen.

Für zahlenmäßige vorläufige Untersuchungen können die am Ende des Abschnittes I B mitgeteilten Schubwiderstandsbeiwerte benutzt werden, die zusammen mit den Raumgewichten in der Tabelle 12 für die verschiedenen Bodenarten nochmals zusammengestellt sind. Das Raumgewicht oder das Gewicht einer Raumeinheit des Bodens ist wesentlich abhängig von dem Grade seiner Verdichtung. Diese ist bei Sand und Kies nicht nur von dem größten Drucke abhängig, dem der Boden zu irgend einer Zeit einmal aus-

Tabelle 12.

Raumgewichte und Schubwiderstandsbeiwerte.

Die Angaben Spalte 2 bis 4 gelten für Bodendrucke von 0,1 bis 3,0 kg/cm²,
die Angaben in Spalte 5 bis 7 für Bodendrucke > 1,0 kg/cm².

Erdarten	Poren-	Wasser-	Raum-	Rei-	Ko-	Reibungs-	
	volumen	gehalt in	gewicht	bungs-	häsion		
	n	$\frac{\%}{\text{der}}$	γ_e	beiwert	k_s	winkel ϱ	
	$\%$	$\%$	t/m ²	$n = \operatorname{tg} \varrho$	t/m ²		
1	2	3	4	5	6	7	
1. Leicht durchlässiger Boden							
a) Sand							
Lockere Lagerung	trocken	47,6—36,0	—	1,42—1,71	0,60	—	31°
	natürlich feucht	47,6—36,0	11,0—9,0	1,58—1,87	—	—	—
	gesättigt naß .	47,6—36,0	25,2—17,5	1,89—2,07	0,60	—	31°
Dichte Lagerung	trocken	32,0—29,0	—	1,83—1,90	0,64	—	32½°
	natürlich feucht	32,0—29,0	8,0—6,0	1,99—2,02	—	—	—
	gesättigt naß .	32,0—29,0	15,0—13,0	2,15—2,19	0,64	—	32½°
Sehrdichte Lagerung	trocken	28,0—24,5	—	1,94—2,04	0,66	—	33½°
	natürlich feucht	28,0—24,5	6,0	2,06—2,16	—	—	—
	gesättigt naß .	28,0—24,5	12,5—10,7	2,22—2,28	0,66	—	33½°
b) Kies							
Lockere Lagerung	trocken	30,0—24,0	—	1,80—1,90	0,58	—	30°
	natürlich feucht	30,0—24,0	3,0	1,85—1,95	—	—	—
	gesättigt naß .	30,0—24,0	14,0—10,5	2,19—2,29	0,58	—	30°
Sehrdichte Lagerung	trocken	18,0	—	2,18	0,66	—	33½°
	natürlich feucht	18,0	3,0	2,25	—	—	—
	gesättigt naß .	18,0	7,5	2,39	0,66	—	33½°
2. Schwer durchlässiger Boden							
a) Sandiger Lehm, Schlick, Geschiebemergel							
		36,0—24,0	17,5—10,0	2,07—2,26	0,4—0,5	0,1—0,3	22°—26°
b) Fetter Lehm und schwach sandiger Ton							
		50,0—30,0	27,0—14,0	1,83—2,17	0,3—0,4	0,3—0,6	16½°—22°
c) Fetter Ton							
		0,69—0,38	45,0—19,0	1,53—2,03	0,2—0,3	0,6—1,2	11½°—16½°
d) Moorboden							
		—	—	1,1—1,4	0,4—0,5	0,0—0,5	22°—26°

gesetzt war, sondern auch davon, ob der Boden bei seiner Bildung locker oder dicht abgelagert wurde. Locker geschütteter Sand, Kies oder Schotter kann durch Erschüttern, z. B. durch Abrammen, eine dichtere Lagerung erhalten als durch erschütterungslose Belastung, z. B. Walzen. Das Raumgewicht der meisten schwer durchlässigen, tonhaltigen Böden ist in der Hauptsache von dem größten Drucke abhängig, dem diese Böden längere Zeit ausgesetzt waren.

Für Sand und Kies beziehen sich die Raumgewichtsangaben der Tabelle 12 auf eine verhältnismäßig gleichmäßige Kornzusammensetzung. Es sind drei Arten der ursprünglichen Lagerung locker, dicht und sehr dicht angegeben und Bodendrucke von 1,0 bis 8,0 kg/cm² berücksichtigt. Bei Sand- und Kiesboden sind die Raumgewichte für den trockenen, natürlich feuchten und

gesättigt nassen Zustand, bei den bindigen, schwer durchlässigen Böden nur für den gesättigt nassen Zustand angegeben. Für Böden, welche im Grundwasser liegen, ist das Raumgewicht des gesättigt nassen Zustandes zu wählen und davon 1,0 t abzuziehen.

Bei humushaltigen Böden ist das Raumgewicht der betreffenden Bodenart entsprechend der Größe des Humusgehaltes zu vermindern.

Die in der Tabelle 12 angegebenen Schubwiderstandsbeiwerte gelten für Drucke $> 1,0 \text{ kg/cm}^2$ und beziehen sich bei den schwer durchlässigen Böden nur auf den Zustand des natürlichen Wassergehaltes.

E. Feststellung der Größe des Erddruckes auf Verwendung gebrochener und gekrümmter Gleitflächen.

Bei der Behandlung praktischer Erddruckaufgaben arbeiten wir sehr oft mit gebrochenen Gleitflächen, ohne uns in jedem Falle darüber Rechen

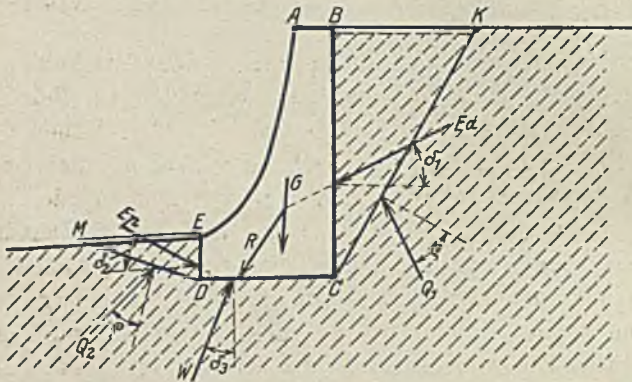


Abb. 67. Gebrochene Gleitflächen um ein Bauwerk herum.

schaft zu geben. Wenn wir beispielsweise die in Abb. 67 dargestellte Stützmauer $ABCDE$ auf ihre Sicherheit gegen Gleiten auf ihrem Fundamente in der Fuge CD untersuchen, so legen wir tatsächlich der Berechnung eine gebrochene Gleitfläche $KCDM$ zugrunde, weil wir bei der vorausgehenden Berechnung des aktiven und passiven Erddruckes E_a und E_p (s. Abb. 67) für diesen Fall die Gleitflächen KC und DM ermittelt haben. Außerdem rechnen wir mit einer zweiten gebrochenen Gleitfläche $BC-CD-DE$, indem wir als Ausgangspunkt der Rechnung für den Fall des Gleitens der Mauer in der Fuge CD ein Absinken der gestützten Erde an der Wand BC und ein Hinaufgleiten der weggedrückten Erde an der Wand DE voraussetzen. Auch in diesem Falle können wir die Berechnung des Fundamentwiderstandes W nach Lage und Richtung (und damit des Reibungswinkels δ_3) nur durchführen, wenn wir für die Verteilung des Erddruckes über die Wand BC und DE oder die Lage der Erddruckmittelpunkte gewisse (zulässige) Annahmen machen, wie oben in Abschnitt II C, S. 78 näher angegeben ist. Damit haben wir auch

die Lage der auf die Gleitflächen KC und DM wirkenden Widerstandskräfte Q_1 und Q_2 angenommen.

In derselben Weise müssen wir natürlich auch innerhalb der Erde die Möglichkeit gebrochener Gleitflächen zugeben; und es würde nahe liegen, die Gleitfläche aus zwei Teilen zusammensetzen, wie in Abb. 68 angegeben ist, von denen der untere Teil LC die durch die Wandbedingung geforderte Neigung hat (vergl. die Tabellen 5 u. 6), während die Neigung des oberen Teiles der Oberflächenbedingung entsprechen würde (δ an einer senkrechten Fläche $= \beta$). Es treten aber auch hier die gleichen Schwierigkeiten, wie sie

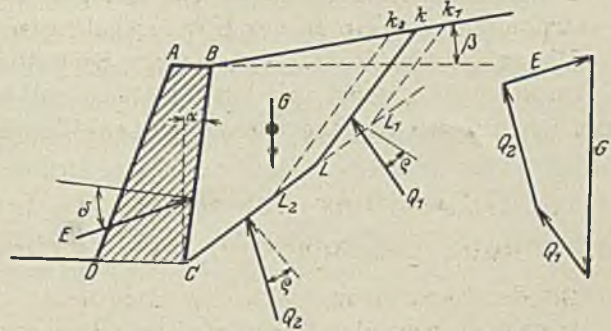


Abb. 68a. Gebrochene Gleitfläche für den aktiven Erddruck.

vorhin schon angegeben sind, bei der rechnermäßigen Behandlung in erhöhtem Maße auf, weil wir die Widerstände der Gleitflächen Q_1 und Q_2 nur nach ihrer Richtung (unter dem Reibungswinkel ρ), nicht aber nach ihrer Größe und besonders nicht nach ihrer Lage kennen oder bestimmen können. Für die obere Gleitfläche würden wir vielleicht die annähernd zutreffende Annahme machen können, daß es sich (in der Nähe der Oberfläche) um den Rankineschen Sonderfall handelt, und würden daraus Lage und Größe von Q_1 bestimmen können. Damit würde auch die Größe und Lage von Q_2 gegeben bzw. durch Zusammensetzung der Kräfte (vergl. auch Abb. 68a) zu ermitteln sein. Willkürlich bleibt aber immer noch die Wahl der Lage des Schnittpunktes der beiden Gleitflächen L (L_1 , L_2 usw.); und da das Endergebnis (die Größe des Erddruckes E) in hohem Maße von der Lage des Punktes L abhängig ist, so ist das Arbeiten mit gebrochenen Gleitflächen bei der praktischen Behandlung von Erddruckaufgaben wenig Erfolg versprechend.

Günstiger ist vielleicht noch das Arbeiten mit gekrümmten Gleitflächen, da wir durch Annahme des Gesetzes der Krümmung die Untersuchung etwas mehr von der Willkür freimachen können. Daß gekrümmte Gleitflächen im allgemeinen die größte Wahrscheinlichkeit haben, ist bereits oben gezeigt worden. Auch ist durch Kötter und Reißner wissenschaftlich nachgewiesen, daß gekrümmte Gleitflächen größere aktive Erddrucke ergeben können als ebene Gleitflächen.

Es ist nicht beabsichtigt, die schwierige mathematische Behandlung gekrümmter Gleitflächen hier wiederzugeben. Es soll lediglich gezeigt werden, wie man in einfachen Fällen auch bei der praktischen Behandlung von Erddruckaufgaben gelegentlich gekrümmte Gleitflächen der Untersuchung zugrunde legen kann.

In Abb. 69 ist eine solche Untersuchung dargestellt. Als einfachste Form der Krümmung der Gleitfläche ist der Kreis gewählt. Da die Neigung der Gleitfläche an der Wand bekannt ist (vergl. Tabellen 5 u. 6), so ist der geometrische Ort der Mittelpunkte der Kreise, welche alle in C (s. Abb. 69) die betreffende Neigung haben, die in Punkt C auf diese Neigung gefällte Senkrechte CN . Schlagen wir nun um verschiedene Punkte O_1, O_2 usw. dieser Senkrechten Kreise mit verschiedenen Halbmessern R_1, R_2 usw. durch C , so schneiden wir durch die kreisförmigen Gleitflächen $K_1C - K_2C -$ usw. die etwa abrutschenden Teile der Hinterfüllung $BK_1C - BK_2C$ usw. ab und können für diese Teile die Gleichgewichtsbedingungen aufstellen.

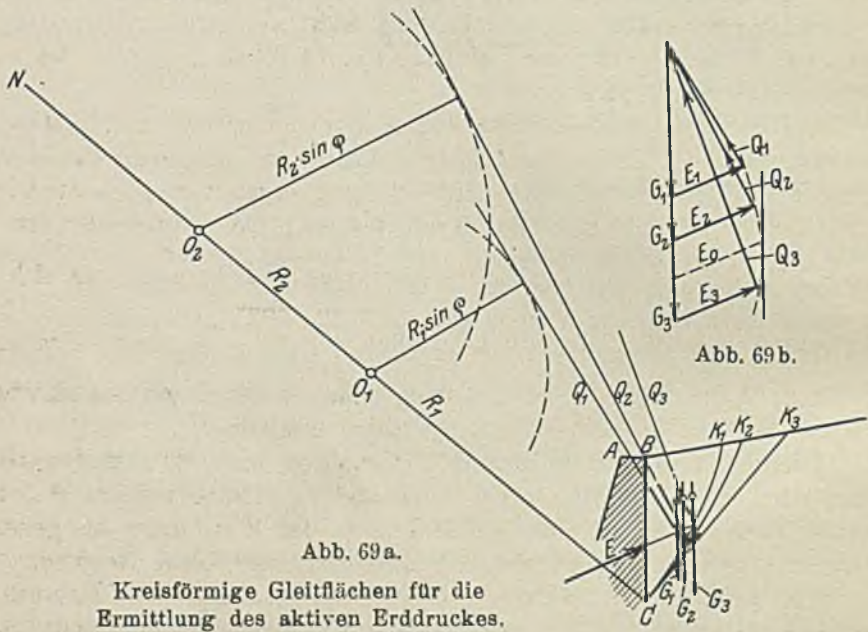


Abb. 69a.
Kreisförmige Gleitflächen für die Ermittlung des aktiven Erddruckes.

Die Schwierigkeit der Bestimmung der Lage und Richtung der Widerstandskräfte Q_1, Q_2, Q_3 usw. der Gleitflächen suchen wir dadurch zu umgehen, daß wir annehmen, die Kräfte Q tangieren die mit den Halbmessern $R \sin \varphi$ ($R_1 \sin \varphi, R_2 \sin \varphi$ usw., $\varphi =$ Reibungswinkel) um O_1, O_2 usw. geschlagenen Kreise. Diese Annahme ist nicht ganz zutreffend, da wohl die Einzelkräfte ΔQ der kleinsten Teile der kreisförmigen Gleitfläche diesen Kreis alle tangieren, nicht aber die Mittelkraft Q aller dieser Einzelkräfte ΔQ . Der Abstand der Mittelkraft Q von dem Mittelpunkt O ist etwas größer als $R \sin \varphi$. Der Fehler ist aber bei größerem Halbmesser R gering, und die Annahme dürfte daher in gewissen Grenzen zulässig sein. Die Lage von Q wird außerdem dadurch bestimmt, daß die drei Kräfte: das Gewicht G des abrutschenden Teiles, der in $\frac{1}{3}$ der Wandhöhe angenommene Erddruck E und der Gesamtwiderstand Q der kreisförmigen Gleitfläche, sich in einem Punkte schneiden müssen.

Die ebene Gleitfläche $K_3 C$ bildet einen Sonderfall der kreisförmigen Gleitflächen mit einem Halbmesser $R = \infty$.

Gehen wir über diesen Sonderfall hinaus, so erhalten wir R negativ und nach oben gewölbte Gleitflächen, die in der Natur unter gewissen Umständen zu erwarten sind, wie wir früher gezeigt haben.

Falls überhaupt sich eine kreisförmige Gleitfläche ausbildet, so wird sie sich in der Form und an der Stelle ausbilden, für die sich der Erddruck am größten ergibt. Wir brauchen daher nur für verschiedene Halbmesser R die Untersuchung durchzuführen und die Größe des Erddruckes E zu bestimmen, wie es in Abb. 69a u. b geschehen ist. Verbinden wir die Endpunkte der Erddruckkräfte E_1, E_2, E_3 usw. durch eine glatt verlaufende Linie und legen daran eine (senkrechte) Tangente gleichlaufend mit den Gewichten G , so gibt uns der Berührungspunkt dieser Tangente den maßgebenden Erddruck E_0 an.

Eine in dieser Weise durchgeführte Berechnung des Erddruckes auf eine unter dem Winkel $\alpha = +10^\circ$ geneigte Wand bei einer unter dem Winkel $\beta = +10^\circ$ ansteigenden Hinterfüllung ergab für einen Reibungswinkel $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ und einen Wandkraftwinkel $\delta = 25^\circ$ als Größtwert annähernd $0,24 \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$. Das ist nur verschwindend wenig mehr, als sich bei

der Coulombschen Methode ergibt, nämlich $= 0,23 \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$ (vergl. Erddrucktafel 74 u. 75 im Anhang). Das Zusammenstimmen der Ergebnisse läßt beide Berechnungsarten als praktisch gut brauchbar erscheinen.

Man könnte nun versuchen, das Verfahren mit kreisförmigen Gleitflächen noch in der Weise zu erweitern und zu verallgemeinern, daß man auch den Neigungswinkel der Gleitflächen an der Wand nicht als gegeben, sondern als veränderlich ansieht und nun für verschiedene Neigungen der Linie CN (auf der der Mittelpunkt des Kreises liegt) die Untersuchung wiederholt. Der größte sich dann überhaupt ergebende Erddruck würde dann als maßgebend anzusehen sein, und die Kreisfläche, bei der er sich ergibt, als die wahrscheinliche Gleitfläche. Wir müssen aber bedenken, daß zwar krumme Gleitflächen im allgemeinen wahrscheinlich sind, daß es aber damit noch nicht gesagt ist, daß die Krümmung gerade Kreisbogenform hat. Außerdem entspricht die Annahme der Richtung der Gegenkraft der Gleitfläche (tangierend an dem Kreis mit $R \sin \varrho$) nicht genau der Wirklichkeit, besonders nicht bei kleineren Halbmessern R . Es empfiehlt sich daher nicht, auf derartige nicht ganz sichere Annahmen weitgehende Untersuchungen aufzubauen, um aus ihnen wissenschaftliche Schlüsse zu ziehen. Das angegebene Verfahren mit kreisförmigen Gleitflächen ist auch nur ein Näherungsverfahren, ebenso wie es das Coulombsche Verfahren im allgemeinen ist. Es kann daher wohl gelegentlich zur Kontrolle der Ergebnisse der Coulombschen Methode gebraucht werden, wenn es größere Erddruckwerte als diese ergibt, hat aber sonst, da es schwerfälliger ist als das Verfahren mit ebenen Gleitflächen, keinen praktischen Vorzug vor diesem.

Das Verfahren mit kreisförmigen Gleitflächen ist auch für die Ermittlung des passiven Erddruckes zulässig; man muß dann nur, weil ρ negativ ist, die untere (oder andere) Tangente an dem Kreis $R \sin \rho$ für die Richtung der Q -Kräfte benutzen. In diesem Falle würden auch nach unten gerichtete Gleitflächen, wie sie die Theorie an der Wand bei negativem δ ergibt, noch Sinn haben; und diese Überlegung würde für die Anwendung kreisförmiger Gleitflächen sprechen. Beim passiven Erddruck muß man natürlich den kleinsten Erddruck, der sich ergibt, als maßgebend ansehen.

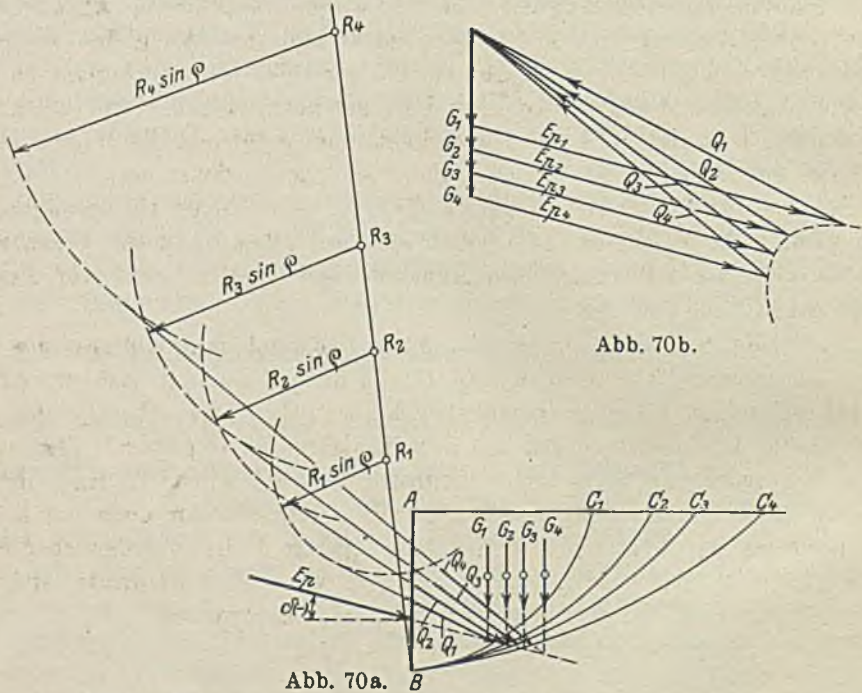


Abb. 70a. B
Kreisförmige Gleitflächen für die Ermittlung des passiven Erddruckes.

In Abb. 70 ist eine solche Untersuchung des passiven Erddruckes bei kreisförmigen Gleitflächen durchgeführt und zwar für senkrechte Stützwand, horizontale Erdhinterfüllung, einen Erdreibungswinkel $\rho = 32\frac{1}{2}^\circ$ und eine Richtung der Wandkraft unter dem Winkel $\delta = -15^\circ$ gegen die Normale. Diesen Verhältnissen entspricht nach Tabelle 8 ein Wandneigungswinkel der Gleitfläche von $83\frac{1}{4}^\circ$. Auf der Senkrechten im Fußpunkte der Wand zu dieser Gleitfläche müssen die Mittelpunkte der Gleitflächenkreise liegen, wenn man an der Forderung festhalten will, daß die Gleitflächenneigung an der Wand der Spannungsellipse entsprechen muß. Nun sind mit verschiedenen Halbmessern R_1, R_2, R_3, R_4 , kreisförmige Gleitflächen durch den Fußpunkt B der Stützwand gelegt nach $C_1 - C_2 - C_3$ — und C_4 und dann die drei Kräfte $G =$ Gewicht der Erdhinterfüllung oberhalb der Gleitfläche, $E_p =$ Erddruck der Stützwand und $Q =$ Widerstand der Gleitfläche zusammengesetzt, um daraus die Größe von E_p und Q abzuleiten. Dazu

müssen wir aber noch weitere Annahmen machen, weil die Lage und Richtung von Q nicht bekannt ist.

Es ist zwar die auf jedes kleine Flächenelement der Gleitfläche wirkende Widerstandskraft q nach ihrer Richtung bekannt, da sie im Augenblick des Gleitens um den Winkel ϱ gegen die Flächen-Normale geneigt sein muß und daher den mit $R \sin \varrho$ geschlagenen Kreis tangieren muß. Es ist nun wieder näherungsweise angenommen, daß auch die Mittelkraft Q des Gleitflächenwiderstandes den Kreis $R \sin \varrho$ tangiert, und außerdem ist die Erddruckverteilung auf die Stützwand näherungsweise dreieckförmig angenommen, so daß die Mittelkraft des Erddruckes im Drittel der Wandhöhe angreift. Beide Annahmen stimmen nicht genau mit der Wirklichkeit überein, da der Erddruck der Wand im vorliegenden Fall bei negativem δ etwas unterhalb des unteren Drittpunktes der Wand liegt, und andererseits die Widerstandskraft der kreisförmigen Gleitfläche (wie oben nachgewiesen ist) vom Kreismittelpunkte etwas weiter abliegt als $R \sin \varrho$. Aber beide Ungenauigkeiten sind nicht sehr erheblich und heben sich außerdem teilweise gegenseitig auf, so daß die näherungsweise Annahme und die Rechnung auf diesem Wege zulässig sein dürfte.

Die weitere Untersuchung ist einfach und geht ohne weiteres aus der Abb. 70a hervor. Die drei Kräfte G , E_p und Q müssen sich in einem Punkte schneiden. Wir bringen also E_p mit G_1 (bezw. G_2 , G_3 und G_4) zum Schnitt und legen durch die Schnittpunkte die Gegenkraft der Gleitfläche Q_1 (bezw. Q_2 , Q_3 und Q_4) tangential an die Kreise $R_1 \sin \varrho$ (bezw. $R_2 \sin \varrho$, $R_3 \sin \varrho$ und $R_4 \sin \varrho$). In Abb. 70b erhalten wir dann durch Zusammensetzen der Kräfte die Größe der in jedem Falle erforderlichen Erddruckkraft E_{p1} (bezw. E_{p2} , E_{p3} und E_{p4} usw.). Die kleinste sich so ergebende Kraft E_p ist als „passiver Erddruck“ maßgebend.

Zahlenmäßig berechnet und auf die Formel

$$E_p = \lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

gebracht, ergibt sich im vorliegenden Falle ein λ_p etwa = 5 gegenüber einem λ_p nach der Coulombschen Methode von 5,7 (vergl. Erddrucktabelle 102 u. 103).

Die verhältnismäßig recht gute Übereinstimmung spricht für die Brauchbarkeit beider Methoden selbst in diesem etwas außergewöhnlichen Falle des passiven Erddruckes mit negativem δ .

Wir dürfen damit rechnen, daß selbst für Werte von $\lambda_p =$ etwa 5 bis 10 bei passivem Erddruck die Coulombsche Methode auch bei negativem δ noch brauchbare Näherungswerte liefert. Wenn sich λ_p nach Coulomb > 10 ergibt, dann kann es sich empfehlen, die genauere Untersuchung mit krummen Gleitflächen durchzuführen, und zwar auch wieder näherungsweise mit Kreisflächen, wie hier oben angegeben ist.

Eine genauere Untersuchung des passiven Erddruckes kann nur gleiche oder kleinere Werte ergeben als die Coulombsche Rechnungsmethode, weil der kleinstmögliche Wert als „passiver Erddruck“ maßgebend ist; d. h. es

wird sich diejenige Gleitfläche ausbilden, welche beim kleinsten Erddruck der Wand zuerst nachgibt.

Auch Versuche über die Größe des passiven Erddruckes können, wenn sie richtig durchgeführt sind, nur Werte ergeben, welche gleich oder kleiner als die Ergebnisse der Coulombschen Näherungsmethode sind. Im anderen Falle, wenn bei den Versuchen größere Werte erhalten werden, dann ist mit Sicherheit darauf zu schließen, daß bei der Durchführung der Versuche Fehler gemacht sind.

ABSCHNITT III.

Die Widerstandsfähigkeit des Baugrundes.

A. Gegen die Wirkung des Erddruckes.

Bei der Untersuchung der Standsicherheit von Stütz- und Kaimauern wird die Berechnung der Widerstandsfähigkeit des Untergrundes meist an die Erddruckrechnung angeschlossen. Dieses Verfahren ist auch solange richtig, als die für die Berechnung der Stützmauer zugrunde gelegten Bewegungsmöglichkeiten ebenfalls für den Untergrund gleich ungünstig sind. Das ist aber durchaus nicht immer der Fall; und in solchen Fällen muß man dann für die Berechnung des Untergrundes als Grundlage der Standsicherheit des ganzen Baues andere Bewegungsmöglichkeiten untersuchen als für die Mauer selbst. Die Kunst der geschickten Behandlung aller Aufgaben des Erddruckes und Erdwiderstandes liegt nicht in der peinlich genauen Berechnung der auftretenden Kräfte, sondern vielmehr in der richtigen Erkenntnis des für die Standsicherheit in jedem einzelnen Falle ungünstigsten und dabei möglichen Bewegungszustandes.

1. Die übliche Berechnung der Fundamentpressungen.

In den meisten Fällen ist der Erdboden soweit tragfähig, daß es nur darauf ankommt, die Stärke des stützenden Bauwerkes so zu bemessen, daß ein Kippen der Mauer mit oder ohne seitliches Verschieben derselben nicht eintreten kann. Wie in Abb. 71 dargestellt ist, wird beim Eintreten des Kippens oder des wagerechten Verschiebens der Mauer die Erde hinter der Mauer das Bestreben haben, an der Mauer nach unten abzurutschen, während die Erde auf der anderen Seite hochgedrückt wird, sich also an der Mauer von unten nach oben bewegt. Daraus ergibt sich in diesem Falle ein nach unten gerichteter (aktiver) Erddruck rechts und ein nach oben gerichteter (passiver) Erddruck links. Wegen der Richtung und der Berechnung der Größe des aktiven und passiven Erddruckes darf auf die oben gegebenen Ausführungen in Abschnitt II verwiesen werden. Setzt man die angreifenden Erddruckkräfte E_a und E_p mit dem Gewicht der Mauer G zusammen, so erhält man in der Resultanten R die gesamte Baugrundbelastung der untersten

Fundamentsohle, deren senkrechte (zur Sohle) Komponente N und deren tangentielle Seitenkraft T ist.

Aus der senkrechten Seitenkraft N ermittelt man nun die Baugrundpressungen wie bei einfachen Stabquerschnitten.

Wenn

l die untersuchte Mauerlänge,

d die Breite des Fundamentes,

F die Grundfläche $= l \cdot d$,

W das Widerstandsmoment $= \frac{ld^2}{6}$,

e der Abstand des Schnittpunktes von R mit der Sohle von der Mitte der Sohle und

ξ sein Abstand von der vorderen Kante ist,

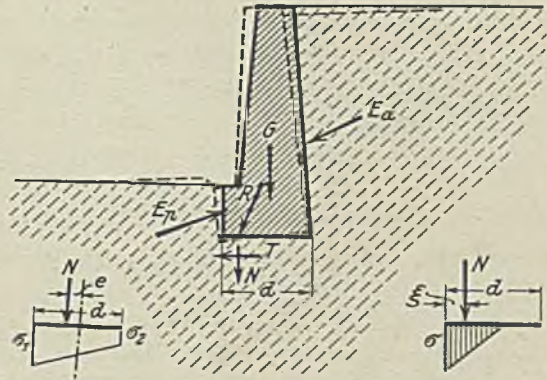


Abb. 71 b.

Abb. 71 a.

Abb. 71 c.

Fundamentpressungen.

dann ergeben sich die senkrechten Spannungen σ_1 und σ_2 an der vorderen und hinteren Kante des Fundamentes zu

$$\sigma_1 \text{ bzw. } \sigma_2 = \frac{N}{F} \pm \frac{N \cdot e}{W} = N \left(\frac{1}{ld} \pm \frac{6e}{ld^2} \right) = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right) \quad 53)$$

oder wenn man, wie gewöhnlich, die Untersuchungen für 1 m Mauerlänge ausführt,

$$\sigma = \frac{N}{d} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) \quad \dots \dots \dots 54)$$

Diese Formel gilt aber nicht mehr, sobald die Mittelkraft aus dem mittleren Drittel der Fundamentfuge heraustritt, weil dann σ_1 negativ werden würde und zwischen Fundament und Sohle im allgemeinen (ohne Kohäsion) keine Zugspannungen aufgenommen werden können.

Die Spannung verteilt sich dann über eine Breite $= 3 \xi$ von der vorderen Kante. Die Druckfigur wird ein Dreieck, durch dessen Schwerpunkt die Kraft N geht. In der Entfernung 3ξ von der vorderen Kante ist die Spannung $= 0$. An der vorderen Kante beträgt sie

$$\sigma = \frac{2N}{3\xi} \quad \dots \dots \dots 55)$$

Diese allgemein übliche Berechnung der Beanspruchung des Baugrundes nach den Formeln 54 und 55 ist natürlich eine sehr rohe und wissenschaftlich durchaus nicht einwandfreie. Abgesehen davon, daß das Hookesche Gesetz für Erde nicht stimmt, haben wir es auch nicht mit einem einfachen Stabquerschnitt zu tun, sondern mit einer ausgedehnten Masse, in die die Grundplatte eingebettet ist, und die Normalspannungen sind für die Standicherheit der Sohle nicht maßgebend. Aber da die zulässigen Beanspruchungen

des Baugrundes erfahrungsmäßig niedrig angenommen und auch aus ähnlichen Probelastungen ermittelt werden, so ist diese Behandlungsweise, wenn auch wissenschaftlich nicht einwandfrei, praktisch doch nicht so sehr bedenklich.

Bedenklich dagegen (und zwar auch praktisch) kann die übliche Art der Berechnung des Reibungswiderstandes in der Sohle gegen Verschieben sein, wenn man die aus der obigen Erddruckrechnung ermittelten Seitenkräfte N und T auch hierfür als ausschlaggebend ansieht und sich zufrieden gibt, sobald die Neigung der Mittelkraft gegen die Flächensenkrechte den Reibungswinkel ϱ nicht überschreitet, also wenn

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{T}{N} = \frac{\tau}{\sigma} \dots \dots \dots 56)$$

kleiner als $\operatorname{tg} \varrho$ bleibt. Die Normalspannung σ erreicht allerdings ihren Höchstwert beim Kippen der Mauer; nicht aber gleichzeitig die Schubspannung. Es ist daher möglich, daß ein Verschieben der Mauer auf der Fundamentsohle durch den Erddruck erzeugt wird, ehe ein Kippen der Mauer eintritt, also bei anderer Bewegungsmöglichkeit, als sie für die Berechnung der größten Normalpressungen zugrunde gelegt war.

2. Untersuchung des Baugrundes bei Annahme ebener Gleitflächen.

In Abb. 72 ist eine solche Bewegungsmöglichkeit dargestellt. Die Mauer $ABCD F H J$ rutsche zusammen mit den Erdprismen $BKDC$ und $F'DL$ auf der (Gleit-)Fläche LK abwärts und dränge die davorliegende Erde HLM unter Überwindung des passiven Erdwiderstandes wie ein Keil aus ihrer Lage. Die Größe und Richtung des auf die Mauer wirkenden Erddruckes können wir in diesem Falle nicht besonders feststellen. Bei einer an sich (mit Rücksicht auf die normalen Bodenpressungen) genügend standsicheren Mauer wird der Erddruck im allgemeinen steiler zur Mauer und nicht unter dem vollen Reibungswinkel ϱ gegen die Flächensenkrechte geneigt sein. Außerdem wird auch der Erddruck größer sein können und den in der üblichen Rechnung ermittelten Grenzwert des „aktiven Erddruckes“ überschreiten. Wir brauchen ihn aber auch nicht zu kennen, sondern wir stellen die Gleichgewichtsbedingung für den ganzen abrutschenden Mauer- und Erdkörper auf.

Auf ihn wirken das Gesamtgewicht $= \Sigma G = G_1$ (Mauergewicht) $+ G_2$ (Gewicht des oberen Erdprismas) $+ G_3$ (Gewicht des unteren Erdprismas) für 1 m Mauerlänge berechnet, nach Größe und Richtung bekannt, außerdem von rechts der Widerstand Q_1 der Gleitfläche LK und von links der Erddruck E_a , die beiden letzteren Kräfte sind nach ihrer Richtung bekannt, sie wirken unter dem Reibungswinkel ϱ_1 bzw. δ gegen die Flächensenkrechte geneigt, weil hier endliche Verschiebungen der benachbarten Erd- und Mauerteile in den genannten Flächen vorausgesetzt sind. Setzen wir die drei Kräfte ΣG , Q und E_a im Kräfteck zusammen, wie es in Abb. 72b geschehen ist, dann erhalten wir auch die Größe von Q_1 und E_a .

In gleicher Weise können wir auch die auf das widerstehende Erd-druckprisma HLM wirkenden Kräfte G_1, E_p und Q_2 zusammensetzen und würden dann die Größe von E_p und Q_2 erhalten; dabei müssen wir aber die ungünstigste Neigung der Fläche LM zugrunde legen, die den kleinsten Grenzwert von E_p (den sogenannten „passiven Erddruck“) für die der Gleitfläche KL entsprechende Tiefe t des Punktes L ergibt.

Diese Untersuchung des oberen Grenzwertes, des „passiven Erddruckes“, ist von Rebhann und Poncelet allgemein gelöst (vergl. Abschnitt II), so daß die Neigung der Gleitfläche LM für bestimmte Neigungen der Kräfte E_p und Q_2 (unter den Reibungswinkeln δ und ϱ_2) festliegt und die Größe des „passiven Erddruckes“ $E_p = \gamma_e \lambda_p \cdot \frac{t^2}{2}$ unmittelbar aus den Erddrucktabelle entnommen werden kann.

Die Tiefe t ist aber von der Neigung der Fläche LDK abhängig, und es erübrigt sich nur noch, die ungünstigste Richtung von LDK zu finden,

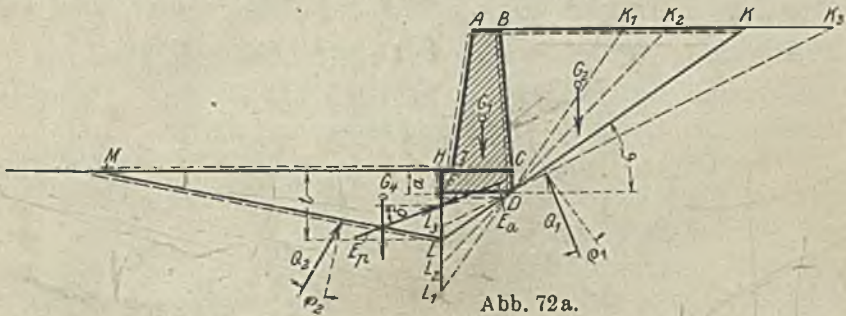


Abb. 72a.

bei der das Verhältnis¹⁵⁾ $\frac{E_p}{E_a}$ am kleinsten wird. Dies läßt sich in folgender Weise durchführen.

Man ermittle, wie in Abb. 72a u. b angegeben ist, für verschiedene Neigungen der durch den Punkt D gehenden Gleitfläche KL ($K_1 L_1, K_2 L_2, K_3 L_3$ usw.) die darüber liegen-

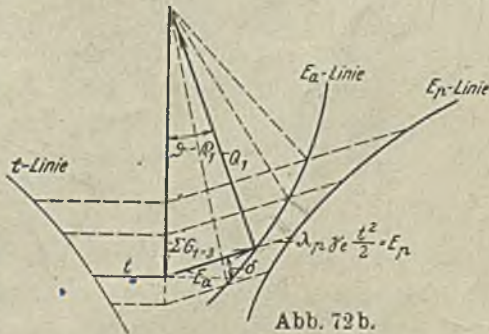


Abb. 72b.

Sicherheit des Fundamentes gegen Abgleiten.

¹⁵⁾ Unachtsame Leser machen immer wieder den Einwand, daß die beiden Kräfte E_a und E_p gleich groß sein müßten, wenn Gleichgewicht vorhanden sein soll. Sie bedenken aber nicht, daß diese Erddruckkräfte E_a und E_p in Wirklichkeit gar nicht vorhanden sind, solange die Bauwerke standsicher sind und ein Bruch nicht eintritt. Sie bilden nur die oberen und unteren Grenzwerte für den Fall, daß ein Bruch nach der Gleitfläche eintreten würde. Tritt der Fall aber nicht ein, dann gibt es eben keine Gleitflächen; die oberen und unteren Grenzwerte werden nicht erreicht; der Erddruck (oder besser gesagt die Erdspannung) ist dann allerdings an jeder Schnittfläche beiderseits gleich und entgegengesetzt und liegt zwischen E_a und E_p . Die Standsicherheit wird aber erst dann gefährdet, wenn $E_p \leq E_a$ ist.

den Gewichte ΣG , den Erddruck E_a , indem man ΣG nach den Richtungen Q_1 und E_a zerlegt, die Tiefe t des Punktes L (L_1, L_2, L_3 usw.) unter dem Erdboden und schließlich den passiven Erddruck $E_p = \gamma \cdot \lambda_p \cdot \frac{t^2}{2}$ (z. B. würde für $d = 20^\circ$ und $\rho_2 = 20^\circ$ $\lambda_p = 3,53$ sein (vergl. Tabelle 102 u. 103).

Trägt man nun E_p in dem gleichen Kräftemaßstabe wie die übrigen Kräfte ΣG usw. von einer Grundlinie für die verschiedenen Werte von ϑ auf E_a ab (entweder unmittelbar in den Kräftecken, wie es in Abb. 72b geschehen ist, oder in einer Sonderfigur) und verbindet die Endpunkte von E_a und E_p durch glattverlaufende Linienzüge (die E_a - und E_p -Linie), dann gibt der geringste Unterschied $E_p - E_a$ (dort wo die beiden Linien sich einander am meisten nähern) die gegen Gleiten vorhandene Sicherheit an. Schneiden sich die beiden Linien, die E_p - und E_a -Linie, dann ist keine Sicherheit gegen Gleiten vorhanden, das Bauwerk wird wahrscheinlich infolge Ausweichens des Fußes einstürzen oder wenigstens aus seiner Lage verschoben werden.

Das Verhältnis $\frac{E_p}{E_a} = \eta$ an der ungünstigsten Stelle kann man als die Sicherheit gegen Abgleiten (η -fache Sicherheit) bezeichnen.

Die ganze Untersuchung ist in jedem besonderen Fall sehr schnell durchgeführt, da λ_p aus den Erddrucktabellen bekannt ist.

In der obigen Untersuchung ist nur die Annahme gemacht, daß die Gleitflächen eben sind. Nun ist allerdings nachgewiesen, daß in einzelnen Fällen gekrümmte Gleitflächen ungünstigere Ergebnisse liefern; aber die Unterschiede sind im allgemeinen so gering, daß sich die Mehrarbeit der Untersuchung gekrümmter Gleitflächen nicht lohnt. Nur die weiter unten behandelte Untersuchung kreisförmiger Gleitflächen gestaltet sich verhältnismäßig einfach, sie ist aber wissenschaftlich auch nicht einwandfrei und wird nur dort den Vorzug vor dem hier gegebenen Verfahren verdienen, wenn sie ungünstigere Ergebnisse liefert als dieses (vergl. S. 117).

Die Trennungsfuge HL zwischen dem abgleitenden und dem widerstehenden Erdkeil ist in dem obigen Untersuchungsbeispiel senkrecht angenommen. Es steht nichts im Wege, diese Trennungsfläche anders (nach vorn oder nach hinten) geneigt anzunehmen und die Untersuchung dann entsprechend in gleicher Weise wie in Abb. 72b durchzuführen. Es ändert sich die Neigung und Größe von E_a . Es ändert sich aber auch die Größe von t und von λ_p . Und zwar ändern sich t und λ_p in entgegengesetzter Weise; bei nach vorn geneigter Fläche HL wird t kleiner und λ_p größer, umgekehrt bei rückwärts geneigter Fläche HL . Das praktische Endergebnis der Sicherheit η wird kaum wesentlich von dem Ergebnis bei senkrechter Trennungsfläche HL abweichen.

Diese Untersuchung mit ebenen Gleitflächen und die weiter unten unter Abschnitt 4, S. 134 folgende Untersuchung mit kreisförmiger Gleitfläche ist stets durchzuführen, wenn in der üblichen Berechnung unter A 1. der Abstand der Resultierenden von der Vorderkante ξ (wesentlich) kleiner als $\frac{d}{3}$

wird und wenn die Baugrundpressung an der Vorderkante der Mauer σ infolgedessen erheblich groß wird. Das ungünstigste Ergebnis von diesen drei Untersuchungen ist als das wahrscheinlichste anzusehen und der Beurteilung der Standsicherheit des Bauwerkes zugrunde zu legen.

a) Wirkung einer Spundwand.

Sehr erheblich kann die Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Gleiten durch eine davor in den Boden gerammte Spundwand oder Bohlwand von genügender Tiefe vermehrt werden. Ist die Rammtiefe kleiner oder gleich der nach der vorhergehenden Untersuchung ermittelten ungünstigsten Tiefe t (bei der das Abgleiten zuerst zu erwarten ist), dann ist die Spundwand als Sicherheit gegen Abgleiten wertlos. Bei genügender Tiefe der Spundwand würden wir die Ermittlung der ungünstigsten Gleitfläche LK_0 in ähnlicher Weise durchführen können wie oben und wie es in Abb. 73a u. b noch besonders dargestellt ist, indem wir von dem Fußpunkt L der Spundwand aus verschiedene Gleitflächen LK (LK_1, LK_2, LK_3 usw.) zeichnen und dann in

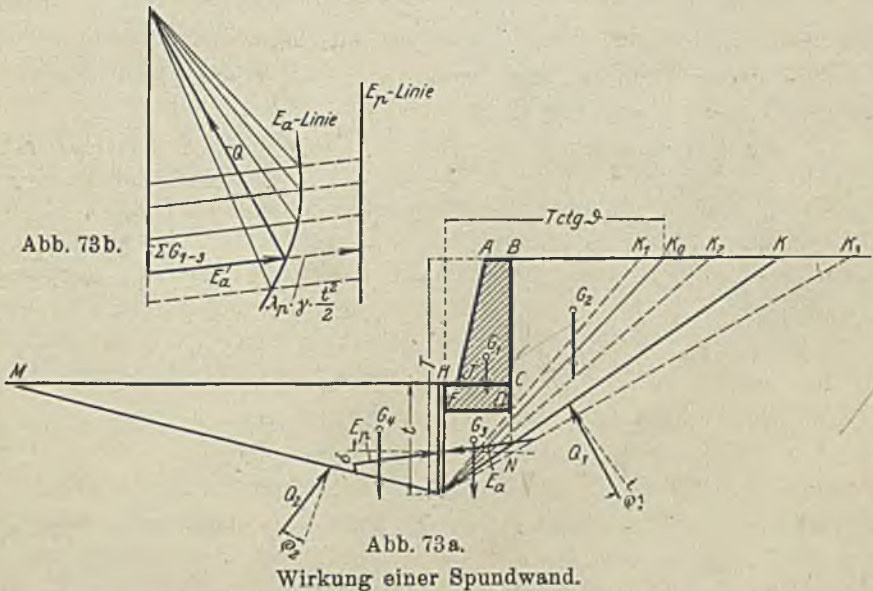


Abb. 73a.
Wirkung einer Spundwand.

Abb. 73b durch Zusammensetzung der Gewichte ΣG_{1-3} mit den nach ihren Richtungen bekannten (unter dem Reibungswinkel ϱ_1 bzw. δ wirkenden) Erdwiderständen Q_1 und E_a , die letzteren für die verschiedenen Neigungen ermitteln. Da in diesem Falle sich die Tiefe t (Spundwandtiefe) nicht mit der Neigung der Gleitfläche ändert, so ist der passive Erddruck $E_p = \lambda_{(v)} \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ immer der gleiche und diejenige Gleitfläche LK_0 ist die ungünstigste, die den größten Erddruck E_a ergibt.

Diese Untersuchung des Größtwertes des Erddruckes ist aber im Grunde nichts anderes als die übliche Ermittlung des Grenzwertes des „aktiven Erd-

druckes“ (nach Culmann, Rebhann, Poncelet usw.), und wir können daher die ungünstigste Neigung der Gleitfläche einfach aus einer der bekannten Erddrucktabellen entnehmen. Beispielsweise ist für einen Reibungswinkel $\delta = \rho_1 = 20^\circ$ die ungünstigste Gleitfläche bestimmt durch ihre Neigung $\text{ctg } \vartheta = 0,89$ und der Punkt K_0 ist gegeben durch seinen Abstand von der Spundwand $= T \text{ctg } \vartheta$ (Abb. 73a).

In den meisten Fällen wird die Aufgabe in der Weise vorliegen, daß der Entwurf einer Stütz- oder Kaimauer und die Berechnung ihrer Stand- sicherheit durchgeführt ist und nun noch zum Schluß die Frage auftritt, ob bei dem etwa vorhandenen sehr weichen Untergrunde die Gefahr des Gleitens besteht, und wenn das der Fall ist, ob die Gefahr durch eine Spundwand beseitigt werden kann und welche Rammtiefe die Spundwand zu diesem Zwecke haben muß. Man gehe zur Lösung der Aufgabe in folgender Weise vor: Zuerst lege man durch den hinteren Fundamentpunkt der Mauer D eine Gleitfläche KL , deren Neigung ($\text{ctg } \vartheta$) man aus den Erddrucktabellen für

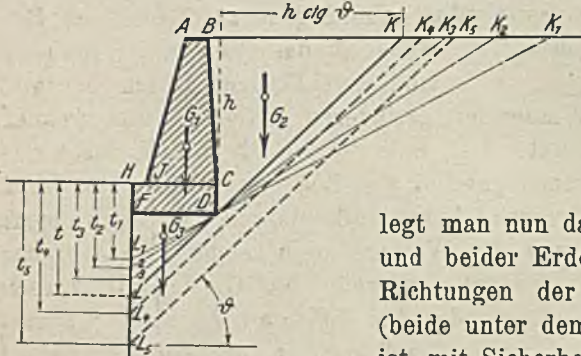


Abb. 74a.

die geschätzten Reibungswinkel δ und ρ entnimmt. Diese Gleitfläche schneidet die Senkrechte durch die Vorderkante des Fundamentes in der Tiefe t unter dem Erdboden (in L). Zer-

legt man nun das Gewicht des Keiles (Mauer und beider Erdreiecke) $= \Sigma G_{1-3}$ nach den Richtungen der Erdwiderstände E_a und Q_1 (beide unter dem Reibungswinkel wirkend), so ist mit Sicherheit ein Gleiten der Mauer zu erwarten, wenn E_a größer als der passive Erdwiderstand $\lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ ist. λ_p kann man wieder

aus den Erddrucktabellen entnehmen. Ist E_a kleiner als $\lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$, dann wird man durch

Drehen der Gleitfläche um den Punkt D mit flacheren Neigungen $L_1 K_1, L_2 K_2$ usw. (Abb. 4) und durch Zeichnen der E_a - und E_p -Linie wie in Abb. 72b die ungünstigste Lage finden können. Ist auch in dieser Lage

noch E_a kleiner als $\lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ (für die dieser ungünstigen Gleitfläche entsprechende Tiefe t), dann ist auch ohne Spundwand eine Sicherheit

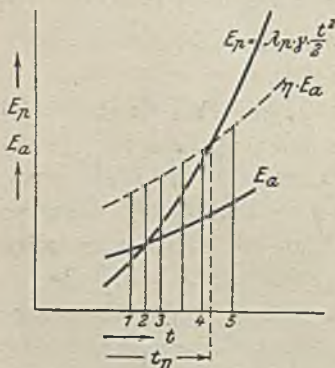


Abb. 74b.

Ermittlung der erforderlichen Spundwandtiefe.

$$\eta = \frac{\lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}}{E_a} \text{ gegen Gleiten vorhanden.}$$

Schneiden sich die E_s - und E_p -Linien, dann ist ohne Spundwand keine Sicherheit gegen Gleiten vorhanden. Schließlich untersucht man noch einige tiefer liegende Gleitflächen $L_4 K_4$, $L_5 K_5$ usw. mit der aus der Erddruck-tabelle für den „aktiven Erddruck“ entnommenen Neigung (parallel LDK) und ermittelt die zugehörigen Werte von E_a , t und $E_p \left(= \lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2} \right)$.

Trägt man nun alle diese so erhaltenen Werte von E_a und E_p in Abhängigkeit von der Tiefe t auf (Abb. 74b), dann kann man unmittelbar aus der Zeichnung die gesuchte Spundwandtiefe t_s abgreifen, bei der eine η -fache Sicherheit gegen Gleiten auf dem Fundament vorhanden ist (Schnittpunkt der $\eta \cdot E_a$ -Linie mit der E_p -Linie).

Bei der Berechnung des Untergrundes von Kaimauern, deren Fundament-sole unter Wasser liegt, muß man bedenken, daß das Wasser in mehrfacher Beziehung ungünstig wirkt. Daß ein schneller Wechsel des Wasserstandes vor der Mauer, dem der Grundwasserstand hinter der Mauer nicht schnell genug folgen kann, die Mauer unter Umständen ungünstig auf Kippen beansprucht, ist ohne weiteres verständlich und gegebenenfalls bei der Berechnung in Rücksicht zu ziehen. Weiter setzt das Wasser die Reibung im Untergrunde bei tonhaltigen und wenig durchlässigen Böden herunter und wir müssen daher unter Wasser mit geringerem Reibungsmittel rechnen als über Wasser (vergl. oben unter I B, S. 9). Schließlich wird durch den Auftrieb des Wassers das Einheitsgewicht des Bodenmaterials γ erheblich herabgesetzt und dadurch der das Gleiten verhindernde passive Erddruck verringert. Die letztere Wirkung des Wassers berücksichtigt man, indem man unter Wasser als Einheitsgewicht γ entweder das Gewicht des nassen Bodens, vermindert um 1,0, einführt oder das Eigengewicht des trockenen Bodens γ_0 , vermindert um $1-n$, wo n das Porenvolumen bedeutet, das ist das Verhältnis der Hohlräume zum Gesamtvolumen, also $\gamma = [\gamma_0 - (1 - n)]$.

3. Untersuchung des Untergrundes bei Annahme einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche.

Daß die ebene Gleitfläche nicht den ungünstigsten Fall darstellt, ist bereits oben erwähnt. Außerdem ist gegen die obige Annahme des keilförmigen Einsinkens der Mauer und Erdhinterfüllung in den Untergrund mit einigem Recht einzuwenden, daß die Bewegung nach einer gewissen Verschiebung zur Ruhe kommen muß, bevor das Bauwerk völlig umgefallen ist. Daher hat man nach anderen Bewegungsmöglichkeiten gesucht, die ein Gleiten des Bauwerkes auf dem Untergrunde in größerem Maße zulassen. Eine solche Bewegungsmöglichkeit glaubt der schwedische Ingenieur Leutnant K. E. Petterson¹⁶⁾ in einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche zu finden.

¹⁶⁾ Vergl. Bericht des Hafenbauamts; Göteborgs Hamnstyrelse-Handlingar rörande 1916 Ars Kajkommission.

Kajraset i Göteborg den 5. Mars 1916 af Lojtnant Knut Petterson, Tekn. Tidskr. 1916.

Grus Fyllingar för Kajbyggnader, Bidrag til deras statillitet af Ingenjör Sven Hultin, Tekn. Tidskr. 1916.

In der deutschen Literatur zuerst Müller, Erddrucktabellen, Lieferung 2, S. 58 u. f. Leipzig 1922. Verlag von S. Hirzel.

Er glaubt dieses Abrutschen auf einer kreisförmigen Gleitfläche in mehreren Fällen bestätigt gefunden zu haben, so u. a. auch bei dem Einsturz der Kaimauer in Gotenburg. In der Tat ist die Annahme einer kreisförmigen Gleitfläche sehr bestechend, weil der hohe, belastende Teil (der Mauer und der Erdhinterfüllung) auf derselben Gleitfläche abrutscht, auf der auch die widerstehenden Bodenmassen des Untergrundes angehoben werden, so daß während der ganzen Zeit der Rutschung eine grundsätzliche Änderung des Bewegungsvorganges nicht eintritt, mit Ausnahme der Änderung der Schwerpunktlage des ganzen sich bei der Rutschung drehenden Querschnittes.

In Abb. 75 ist eine Kaimauer in einfachen Linien dargestellt, wie sie in ähnlicher Weise bei weichem Baugrunde ausgeführt zu werden pflegt. Aus einem vor der Mauer liegenden Mittelpunkte O ist nun mit dem Halbmesser R ein Kreisbogen so um das Bauwerk geschlagen, daß die äußersten Teile des Bauwerkes noch eben mit eingefast werden. Betrachten wir diesen Kreisbogen als Gleitfläche, so werden alle rechts von der Lotrechten ON oberhalb der Gleitfläche liegenden Bauwerk- und Bodenmassen das Bestreben haben, auf der Kreisfläche abzurutschen, soweit sie nicht durch die Reibung in der Gleitfläche und durch den Gegendruck der links liegenden Bodenmassen im Gleichgewichte gehalten werden.

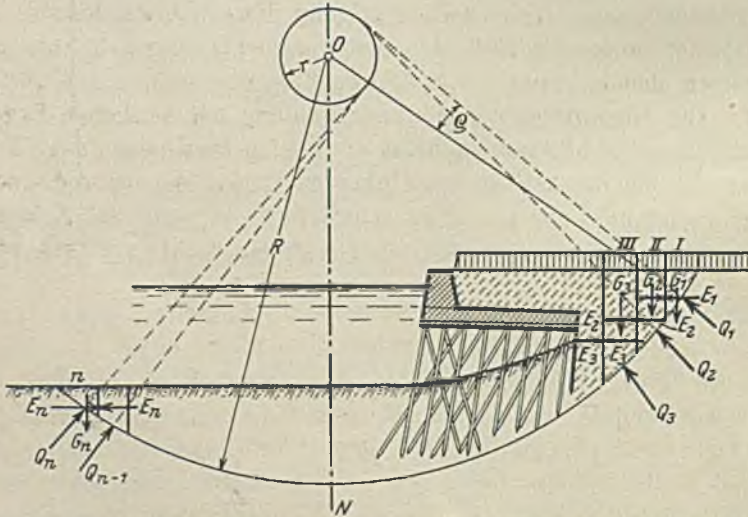


Abb. 75. Untersuchung einer kreisförmigen Gleitfläche nach Sven Hultin.

Die rechnerische und zeichnerische Behandlung der Aufgabe hat Prof. Sven Hultin in Gotenburg in Schweden im einzelnen durchgebildet. Er geht in der Weise vor, daß er die Lastfläche oberhalb der kreisförmigen Gleitfläche in einzelne Lamellen I, II, III usw. zerlegt, deren Gewichte G_1 , G_2 , G_3 usw. leicht zu ermitteln sind. Die seitlichen Erddrücke nimmt er nach Lage und Richtung (im allgemeinen in $\frac{2}{3}$ der Tiefe und senkrecht zur Trennungsfuge) als gegeben an. Auch die Gegendrücke des Erdbodens an der Gleitfläche Q_1 , Q_2 , Q_3 usw. nimmt er vorläufig der Richtung nach

als gegeben an, alle unter dem φ angreifend, so daß sie alle einen um den Mittelpunkt O mit dem Halbmesser r geschlagenen Kreis berühren ($\frac{r}{R} = \sin \varphi$, s. Abb. 75), und ermittelt nun von der einen Seite aus beginnend nacheinander durch Zusammensetzung der Kräfte die Größen von E_1, E_2, E_3 usw. und die Größe und Lage von Q_1, Q_2, Q_3 usw., bis er schließlich auf der anderen Seite zum letzten Streifen n gelangt und hier eine Kontrolle hat, ob der Reibungswinkel φ richtig angenommen war. Wenn die Annahme von φ bzw. des kleinen Hilfskreises r richtig war, dann muß sich das Krafteck beim letzten Streifen schließen. Ist das nicht der Fall, dann ändert er φ (bzw. r) solange, bis das mit diesem Werte φ gezeichnete Krafteck sich endlich schließt, und hat nun in dem letzten Werte φ den Neigungswinkel der Q -Kräfte gefunden, bei dem Gleichgewicht vorhanden ist.

Auf den ersten Blick erscheint die willkürliche Annahme der Lage und Richtung des seitlichen Erddrucks E bedenklich, da eine gleichmäßige Annahme für alle Streifen zu einer unwahrscheinlichen Lage der Q -Kräfte oder mit anderen Worten zu einer unwahrscheinlichen Lastverteilung auf den Untergrund führt. Besonders dort, wo die Belastung sich plötzlich ändert, in der Nähe der vorderen Mauerkante, muß Richtung und Lage des Erddruckes E stark vom Mittel abweichen. Der schwedische Verfasser ist sich auch der wissenschaftlichen Berechtigung dieses Einwandes voll bewußt. Er glaubt aber durch Proberechnungen nachgewiesen zu haben, daß der daraus sich ergebende Fehler beim Endergebnis nur sehr gering ist, so daß die willkürliche Annahme der Lage und Richtung des seitlichen Erddruckes unbedenklich ist. Im übrigen erscheint das Verfahren einwandfrei. Trotzdem möchte ich in den nachstehenden Untersuchungen dem schwedischen Vorgehen nicht folgen, weil es recht schwerfällig ist und viel Zeichenarbeit und unnötiges Probieren erfordert. Wer Näheres darüber wissen will, der lese die schwedischen Originalveröffentlichungen oder die deutsche Mitteilung des Verfahrens von Prof. Möller (vergl. Fußnote ¹⁶ u. ³).

In Abb. 76 sei aus einem beliebig vor der Vorderkante eines Bauwerkes (Kaimauer) gewählten Mittelpunkt O mit dem Halbmesser R eine kreisförmige Gleitfläche KLN so ge-

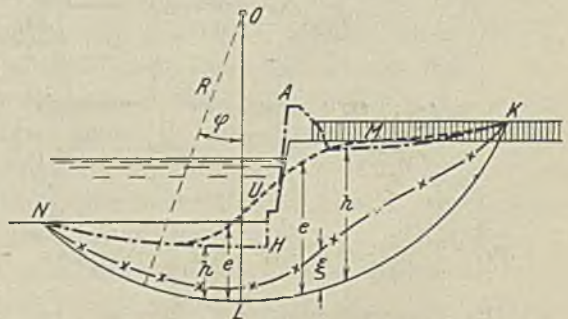


Abb. 76. Spannungverteilung über die Gleitfläche.

zeichnet, daß die äußersten Teile des Bauwerkes noch eben mit eingeschlossen werden. Dann sei von dieser Gleitfläche aus senkrecht nach oben das Gewicht der darüber liegenden Erd- und Bauwerkmassen überall im gleichen Maßstabe, d. h. für ein beliebig gewähltes mittleres Einheitsgewicht γ_0 so aufgetragen, daß an jeder Stelle $\gamma_0 \cdot h \cdot db$ das Gewicht des senkrechten Streifens mit der

Breite db darstellt. Dabei muß man bedenken, daß unter Wasser das Gewicht durch Auftrieb des Wassers verringert wird und daß das Einheitsgewicht, welches über Wasser (lufttrocken) γ ist, unter Wasser nur $\gamma - n$ beträgt, worin n , der Auftrieb, nur für dichte Materialien = 1 ist, für poriges Material wie Sand usw. aber kleiner als 1 sein kann (für feinen Sand etwa 0,7 bis 0,75). Die Fläche $KAHNLK$ ist also die Belastungsfläche der Gleitlinie KLN (mit dem Einheitsgewicht γ_0 , s. strichpunktierte Linie).

Der senkrechte Erdwiderstand, d. h. die senkrechte Komponente der Erdspannung in der Gleitfläche ist aber nicht an jeder Stelle = $\gamma_0 h$, weil plötzliche Sprünge der Belastung durch die Reibung oder Schubspannung in der Erde ausgeglichen werden. Der senkrechte Erdwiderstand der Gleitfläche sei an jeder Stelle $\eta = \gamma_0 e$. Nun kennen wir die Verteilung des senkrechten Druckes η über die Gleitfläche nicht genau; soviel aber wissen wir, daß erstens in größerer Entfernung von dem Belastungssprünge an der Mauervorderkante Belastung und Widerstand sich ausgleichen, also $e = h$ ist, und daß zweitens die gesamte e -Fläche gleich der gesamten h -Fläche sein muß, d. h. $\int e \cdot db = \int h \cdot db$. Wir können also die e -Fläche, die Fläche des senkrechten Erdwiderstandes, mit einiger Annäherung durch eine gleichmäßig verlaufende Ausgleichlinie aus der Belastungsfläche (h -Fläche) herstellen und daraus die gegen das Abgleiten in der Gleitfläche wirkende Tangentialkraft errechnen. Wir werden später sehen, daß die dabei gemachten Fehler für das Endergebnis gering sind, so daß man sogar auf eine Ausgleichlinie verzichten kann und näherungsweise die Belastungsfläche (h -Fläche) als e -Fläche zugrunde legen kann.

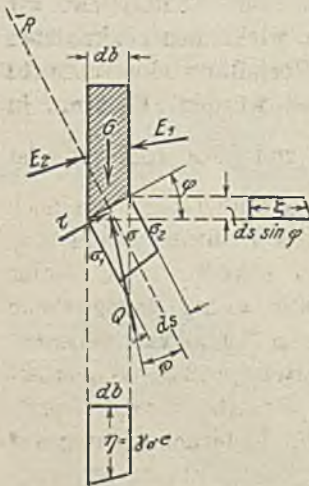


Abb. 77. Spannung in der Gleitfläche.

In Abb. 77 sei ein senkrechter Streifen des untersuchten Bauwerkes bzw. der abgleitenden Erdmasse einschließlich Auflast mit der Breite db und mit der Länge = 1 bis zur Gleitfläche dargestellt, die er in dem Bogenstück ds berührt. Auf den Körperteil wirken von oben sein Gewicht $G = \gamma_0 \cdot db \cdot h$, von der Seite die nach Größe und Richtung nicht bekannten Erddruckkräfte E_1 und E_2 , und von unten der Erdwiderstand $Q = q \cdot ds$ (wenn q der Widerstand für die Längen bzw. Flächeneinheit ist). Die letztere Kraft können wir zerlegen in ihre Seitenkräfte, die Normalspannung $\sigma \cdot ds$ und die Schubspannung $\tau \cdot ds$, und diese wieder in die wagerechten Kräfte $\zeta \cdot ds \cdot \sin \varphi$ und die senkrechte Kraft $\eta \cdot ds \cdot \cos \varphi = \eta \cdot db$ oder im gleichen Maßstabe wie die Belastungsfläche $\gamma_0 h$ dargestellt ($= \gamma_0 \cdot e \cdot db^{17}$).

¹⁷⁾ Wohlgermerkt, $\eta = \gamma_0 e$ ist der senkrechte Widerstand der Gleitfläche für die Breitereinheit, ebenso wie die Belastungsfläche $\gamma_0 h$ über die Projektion der Gleitfläche b dargestellt ist, während τ die Schubspannung für die Einheit der Bogenlänge s darstellt.

Dann ist

$$\eta \cdot db = \gamma_0 \cdot e \cdot ds \cdot \cos \varphi = \sigma \cdot ds \cdot \cos \varphi + \tau \cdot ds \cdot \sin \varphi.$$

Nun ist im Falle des Gleitens, wenn ρ der Reibungswinkel ist, $\sigma = \tau \operatorname{ctg} \rho$ und daher

$$\tau = \frac{\gamma_0 \cdot e}{\operatorname{ctg} \rho + \operatorname{tg} \varphi} \quad \dots \quad 57)$$

Auf den Streifen mit der Breite db wirkt also eine Schubkraft in der Gleitfläche

$$\tau \cdot ds = \tau \frac{db}{\cos \varphi} = \frac{\gamma_0 \cdot e}{\cos \varphi (\operatorname{ctg} \rho + \operatorname{tg} \varphi)} db = \gamma_0 \cdot \xi \cdot db, \quad \dots \quad 58)$$

d. h. auf der Breitereinheit

$$\gamma_0 \cdot \xi = \frac{\gamma_0 \cdot e}{\cos \varphi \operatorname{ctg} \rho + \sin \varphi} \quad \dots \quad 59)$$

Würden wir die Verteilung des senkrechten Erdwiderstandes $\gamma_0 e$ über die Projektion der Gleitfläche kennen, dann würden wir aus der e -Fläche durch Teilung von e mit $\cos \varphi (\operatorname{ctg} \rho + \operatorname{tg} \varphi)$ an jeder Stelle die Verteilung der Schubspannung über die Projektion der Gleitfläche, d. h. die ξ -Fläche ermitteln können, und die gesamte Schubkraft in der Gleitfläche wäre gleich $\int \gamma_0 \cdot \xi \cdot db$, d. h. gleich der Größe der ξ -Fläche.

Nun wissen wir aber, daß die e -Fläche weiter nichts ist als eine durch Abrundung der Ecken ausgeglichene h -Fläche; denn der gesamte senkrechte Erdwiderstand muß gleich der gesamten Last sein. Den Fehler, den wir machen, wenn wir an Stelle des nicht bekannten wirklichen senkrechten Erdwiderstandes $\gamma_0 \cdot e$ eine nach Gutdünken gewählte Verteilung oder vielleicht sogar die unausgeglichene h -Fläche zugrunde legen würden, liegt nur in

der Änderung des Multiplikators $\frac{1}{\cos \varphi (\operatorname{ctg} \rho + \operatorname{tg} \varphi)}$ und diese Änderung ist

in der Nähe der Senkrechten durch den Mittelpunkt und daher auch noch für die Mauerkante gering, weil dort $\cos \varphi$ wenig von 1 abweicht und $\operatorname{tg} \varphi$ im Vergleich zu $\operatorname{ctg} \rho$ klein ist. Wir dürfen also ohne wesentlichen Fehler die h -Fläche selbst (an Stelle von e) oder eine nur wenig abgeglichene h -Fläche zur Berechnung (der ξ -Fläche) der gesamten Schubkraft benutzen und werden dann sogar etwas zu ungünstig, d. h. mit etwas größerer Sicherheit rechnen. Es ist das im Grunde genommen genau dieselbe vereinfachende Annahme, wie sie Prof. Hultin macht, indem er die Erddruckrichtung auf eine senkrechte Fläche wagerecht annimmt; denn damit nimmt er auch gleichzeitig den senkrechten Erdwiderstand gleich dem Gewichte des darüberliegenden Streifens an.

Die Rechnung wird dann sehr einfach. Wir können sie noch einfacher und übersichtlicher machen, wenn wir den durch die gewählte Kreisfläche abgeschnittenen Erd- und Bauwerkteil in senkrechte Streifen zerlegen mit der beliebigen aber gleichen Breite $b = \frac{R}{n} \left(\frac{1}{n} \text{ des Halbmessers} \right)$, dessen mittelster gerade unter dem Mittelpunkte des Kreises der Gleitfläche liegt

(Abb. 78). Dann ist $\sin \varphi$ für die einzelnen Streifen $= 0, \frac{1}{n}, \frac{2}{n}$ usw. (z. B. wenn wir für ein $n = 10$ die Schnittflächen in $\frac{R}{20}, \frac{3R}{20}, \frac{5R}{20}$ usw. vom

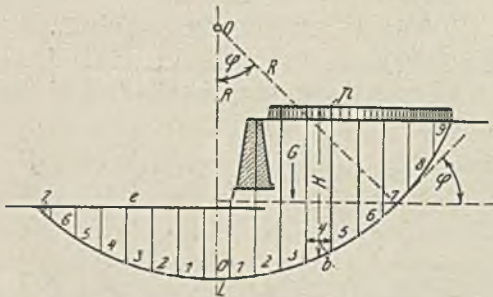


Abb. 78. Rechnungsgang bei Untersuchung einer kreisförmigen Gleitfläche im Untergrunde.

Mittelpunkte legen, dann ist $\sin \varphi = 0 - 0,1 - 0,2$ usw.). Auf irgend einen Streifen (z. B. Streifen 4) wirkt nun sein Gewicht $G = \gamma \cdot H \cdot b$ oder $= \gamma_0 \cdot h \cdot b$, wenn wir alles auf das gleiche Einheitsgewicht gebracht haben. Wählen wir $\gamma_0 = 1$, dann ist $h \cdot b$ das Gewicht und $h = \gamma H$ bzw. unter Wasser $= (\gamma - \epsilon) H$ (vergl. oben). Wenn in einem Streifen Materialien mit verschiedenem Einheitsgewichte vorkommen und

wenn der Streifen an den äußersten Enden nicht die volle Breite b hat, dann setzt man näherungsweise $h = \frac{\sum G}{b}$.

Beim Abrutschen auf der Gleitfläche dreht dieses Gewicht um den Mittelpunkt O am Hebelarm $R \sin \varphi = \frac{m R}{n}$ ($= \frac{1 R}{n}$ für den Streifen 4) mit dem Momente $\gamma_0 \cdot h \cdot b \cdot \frac{m R}{n}$. Das gesamte Moment der Lasten beträgt daher

$$M_g = \gamma_0 \cdot b \cdot R \left(\sum \frac{m}{n} h \text{ rechts} - \sum \frac{m}{n} h \text{ links} \right) \dots 60$$

Diesem Momente wirkt nur die Schubkraft entgegen, da die Normalkraft durch den Mittelpunkt geht. Diese beträgt für einen Streifen $= \gamma_0 \cdot \xi \cdot b$, worin $\xi = \frac{e}{\cos \varphi (\text{ctg } \varrho + \text{tg } \varphi)}$ oder mit genügender Annäherung $= \frac{h}{\cos \varphi (\text{ctg } \varrho + \text{tg } \varphi)}$ ist. Das Moment der Schubkraft für einen Streifen um den Mittelpunkt O ist $= \gamma_0 \cdot \xi \cdot b \cdot R$ und für alle Streifen

$$M_r = \gamma_0 \cdot b \cdot R \cdot \sum \xi \dots 61$$

Beide Momente müssen einander gleich sein, d. h. es muß $\text{ctg } \varrho$ so gewählt werden, daß

$$\sum \frac{m}{n} h \text{ rechts} - \sum \frac{m}{n} h \text{ links} = \sum \xi \text{ ist.} \dots 62$$

Diese Rechnung läßt sich sehr schnell in einer Tabelle auf nebenstehender Seite durchführen, wie sie im folgenden für die Abb. 78 angedeutet ist mit einer Teilung $b = \frac{R}{10}$.

Durch Zwischenschalten zwischen $\text{ctg } \varrho = 3$ und $\text{ctg } \varrho = 4$ findet man für $\text{ctg } \varrho = 3,5$ $\sum \xi = 79,46$, oder für einen Reibungswinkel von $\varrho = 16^\circ$

Tabelle 13.

Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes.

Streifen	h in m	$\frac{m}{n} = \sin \varphi$	$\cos \varphi$	h sin φ	$\xi = \frac{h}{\cos \varphi \operatorname{ctg} \varrho + \sin \varphi} = \frac{h}{\alpha}$					
					ctg $\varrho = 10$		ctg $\varrho = 3$		ctg $\varrho = 4$	
					α	ξ	α	ξ	α	ξ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
9	5,3	0,9	0,44	+ 4,77	5,2	1,02	2,19	2,42	2,62	2,02
8	12,2	0,8	0,60	9,76	6,8	1,80	2,60	4,69	3,20	3,82
7	20,7	0,7	0,71	14,49	7,8	2,65	2,83	7,32	3,54	5,85
6	25,0	0,6	0,80	15,00	8,6	2,91	3,00	8,34	3,80	6,58
5	28,8	0,5	0,87	14,40	9,2	3,13	3,11	9,26	3,98	7,24
4	31,0	0,4	0,92	12,40	9,6	3,23	2,16	9,81	4,08	7,60
3	34,2	0,3	0,95	10,26	9,8	3,49	3,15	10,86	4,10	8,35
2	35,3	0,2	0,98	7,06	10,0	3,53	3,14	11,25	4,12	8,57
1	25,1	0,1	0,995	2,51	10,05	2,50	3,085	8,14	4,08	6,16
0	8,0	0,0	1,000	—	10,0	0,80	3,00	2,67	4,00	2,00
1	7,9	-0,1	0,995	-0,79	9,85	0,80	2,885	2,72	3,88	2,04
2	7,7	-0,2	0,98	-1,54	9,6	0,80	2,74	2,81	3,72	2,07
3	7,1	-0,3	0,95	-2,13	9,2	0,77	2,55	2,78	3,50	2,03
4	6,1	-0,4	0,92	-2,44	8,8	0,69	2,36	2,58	3,28	1,86
5	4,5	-0,5	0,87	-2,25	8,2	0,55	2,11	2,13	2,98	1,51
6	2,7	-0,6	0,80	-1,62	7,4	0,36	1,80	1,50	2,60	1,04
7	0,6	-0,7	0,71	-0,42	6,4	0,09	1,43	0,42	2,14	0,28
$\Sigma h =$	262,2			90,65 — 11,19						
				$\Sigma \frac{m}{n} h = 79,46$						
				$\Sigma \xi =$		29,12		89,70		69,02

würde Gleichgewicht vorhanden sein.¹⁸⁾ Wenn das Material des Untergrundes einen solchen Reibungswinkel nicht zuläßt, dann ist das Bauwerk nicht standsicher.

Nun muß man, um die ungünstigste Lage und Ausdehnung der Gleitfläche zu finden, die gleiche Untersuchung für verschiedene Lagen des Mittelpunktes O und verschiedene Halbmesser R ausführen.

Prof. Sven Hultin hat solche Untersuchungen nach seinem Verfahren durchgeführt und diejenigen Lagen des Mittelpunktes, die gleiche Reibungswinkel ϱ ergaben, durch Linienzüge verbunden. Aus dieser Darstellung, die aus seiner Veröffentlichung (vergl. Fußnote¹⁶⁾ entnommen und hier in

¹⁸⁾ Angenähert würde man dieses Ergebnis viel schneller erhalten durch Teilung der Summe der Spalte 2 in die Summe der Spalte 5

$$\operatorname{ctg} \varrho = \operatorname{rd.} \frac{\Sigma h}{\Sigma h \sin \varphi}$$

weil $\cos \varphi$ angenähert = 1 ist und $\sin \varphi$ positiv und negativ ist und gerade für die größten Gewichtshöhen h klein ist. Für den vorliegenden Fall ergibt sich beispiels-

weise $\operatorname{ctg} \varrho = \frac{262,2}{79,46} = 3,3$ und $\varrho = \operatorname{rd.} 16\frac{1}{2}^\circ$.

Für die Untersuchung der ungünstigsten Lage und Ausdehnung der Gleitfläche (ungünstigste Lage des Mittelpunktes O) wird diese angenäherte Überschlagrechnung voraussichtlich überhaupt genügen, so daß die genauere Feststellung des Neigungswinkels ϱ in der oben angegebenen Rechnungsweise nur noch für die überschlägig ermittelte ungünstigste Lage des Kreismittelpunktes erforderlich sein wird. Dadurch vereinfacht sich die ganze Untersuchung außerordentlich.

Abb. 79 wiedergegeben ist, sowie aus seinen Ausführungen geht hervor, daß in einem ziemlich großen Bereiche in der Mitte der Kurvenschar sich der Winkel ϱ nicht sehr stark mit der Lage ändert. Es wird daher nicht allzu schwierig sein, durch etwa 3 bis 4 Untersuchungen in der oben angegebenen Weise (vergl. Fußnote¹⁸⁾ für verschiedene Lagen des Mittelpunktes O deren ungünstigste Lage und damit den ungünstigsten (größten) Wert von ϱ zu finden und dadurch ein Urteil über die Standsicherheit des Untergrundes zu gewinnen.



Abb. 79.

Einfluß der Lage des Mittelpunktes des Gleitflächenkreises auf die Schubkraft.

3a) Untersuchung von Böschungen unter Annahme einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche.

Es läßt sich auch für diesen Fall die im vorhergehenden Abschnitt beschriebene rechnerische Lösung anwenden, zu der P. Hedde^{18a)} einige beachtenswerte Vorschläge macht. Krey selbst hat aber später einer einfachen graphischen Methode den Vorzug gegeben, die eine schnelle Durchführung der Untersuchung gestattet.

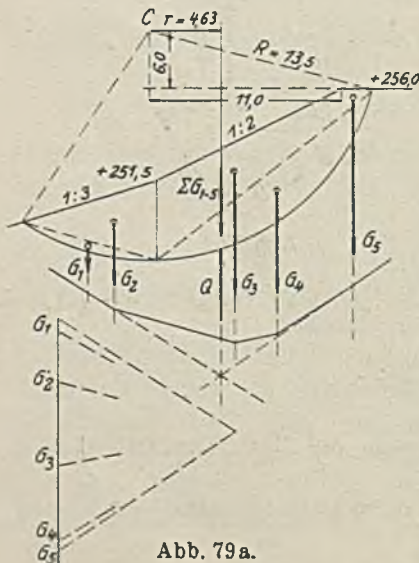


Abb. 79a.

Abb. 79a zeigt die Untersuchung einer 1:3 und 1:2 geneigten Böschung unter Annahme gleichmäßigen Bodenmaterials. Es ist eine Gleitfläche mit $R = 13,5$ m Radius gewählt und aus den Teilgewichten des Rutschkörpers das Gesamtgewicht ΣG_{1-5} gebildet, das mit der Resultierenden Q der Gegendrücke der Gleitfläche zusammenfällt. Für den Fall, daß gerade Gleichgewicht vorhanden ist, muß Q einen Kreis tangieren, dessen Radius größer ist als $R \cdot \sin \varrho$ und der im vorliegenden Falle sich zu 4,63 m ergibt. Setzt man nun $R \cdot \sin \varrho = 13,5 \cdot \sin \varrho = 4,63$, so ist $\operatorname{tg} \varrho = \mu_{\text{erf.}} = 0,365$ der für das Gleichgewicht erforderliche Reibungsbeiwert. Besitzt der Boden diesen Reibungsbeiwert, dann ist in der angenommenen

Gleitfläche gerade Gleichgewicht vorhanden. Ist durch Versuche nachgewiesen, daß im Boden ein größerer Reibungsbeiwert, z. B. $\mu_{\text{vorh.}} = 0,46$, vorhanden ist, so ist in der untersuchten Gleitfläche eine Sicherheit

^{18a)} Peter Hedde: Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey. Bautechnik 1929, Heft 21, S. 327.

$\eta = \frac{\mu_{\text{vorh.}}}{\mu_{\text{ert.}}} = \frac{0,46}{0,365} = 1,25$ gegen Rutschen vorhanden. Da in unserem Beispiel $R \sin \varrho$ in Wirklichkeit etwas kleiner als 4,63 sein wird, so wird auch $\mu_{\text{ert.}}$ etwas kleiner und η etwas größer werden. Das Verfahren bietet eine kleine Sicherheit, da es einen zu hohen μ -Wert liefert.

Um analytisch eine Beziehung herleiten zu können zwischen dem Radius r des Kreises, an den Q tangiert, und dem Werte $R \sin \varrho$, müssen wir irgend eine gesetzmäßige Verteilung der spezifischen Gleitflächendrucke q annehmen. Die Fläche q wird eine ähnliche, nur ausgeglichene Form besitzen wie die Fläche des Rutschkörpers. Ihre Ordinaten werden an den Enden gleich Null sein und etwa in der Mitte ihren Größtwert besitzen.

Man wird ihr daher mit genügender Genauigkeit einen parabolischen Verlauf geben können. Abb. 79b zeigt eine Böschung AC , in welche eine kreisförmige Gleitfläche mit dem Radius $R = 1,0$ eingetragen ist. Der Gesamtauflagerdruck Q der Gleitfläche geht durch den Schwerpunkt S des Rutschkörpers, ist senkrecht gerichtet und gleich dem Gewicht G des Rutschkörpers. Die spezifischen Drücke q weichen bei Eintritt der Rutschbewegung um den Reibungswinkel ϱ von der Normalen zur Gleitfläche ab, tangieren also den Kreis $1 \cdot \sin \varrho$. Ist α der Zentriwinkel des Gleitbogens, so ist die Länge des Gleitbogens $ABC = 1 \cdot \alpha$, und bei Annahme eines parabolischen Verlaufs der q -Linie besteht die Beziehung:

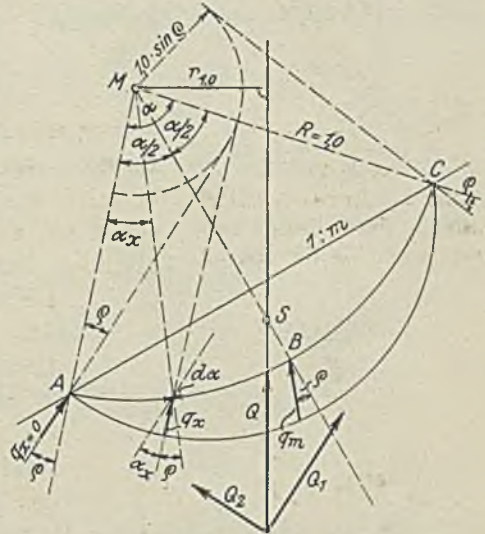


Abb. 79b.

$$q_x = \frac{4 q_m \alpha_x (\alpha - \alpha_x)}{\alpha^2}$$

Mit Bezug auf den Drehpunkt M besteht die Momentengleichung:

$$Q \cdot r_{1,0} = \int_0^\alpha q_x \cdot d\alpha \cdot 1,0 \cdot \sin \varrho = \int_0^\alpha \frac{4 q_m \alpha_x (\alpha - \alpha_x) \cdot \sin \varrho \cdot d\alpha}{\alpha^2}$$

nach Integration und Umformung:

$$Q \cdot r_{1,0} = \frac{2}{3} q_m \alpha \cdot \sin \varrho$$

$$r_{1,0} = \frac{2}{3} q_m \alpha \cdot \sin \varrho \cdot \frac{1}{Q} \dots \dots \dots 62a)$$

Um Q durch q_m auszudrücken, werden sowohl Q wie alle q_x zerlegt in Richtung und senkrecht zu $q_{x=0}$.

Es ist:

$$Q_1 = \int_0^\alpha q_x \cdot \cos \alpha_x \cdot d\alpha = \int_0^\alpha \frac{4 q_m \cdot \alpha_x (\alpha - \alpha_x)}{\alpha^2} \cdot \cos \alpha_x \cdot d\alpha;$$

nach Integration und Umformung:

$$Q_1 = \frac{4 q_m}{\alpha^2} [2 \sin \alpha - \alpha (1 + \cos \alpha)].$$

Ferner ist:

$$Q_2 = \int_0^\alpha q_x \cdot \sin \alpha_x \cdot d\alpha = \int_0^\alpha \frac{4 q_m \cdot \alpha_x (\alpha - \alpha_x)}{\alpha^2} \cdot \sin \alpha_x \cdot d\alpha;$$

nach Integration und Umformung:

$$Q_2 = \frac{4 q_m}{\alpha^2} [2 (1 - \cos \alpha) - \alpha \cdot \sin \alpha].$$

Nun ist:

$$Q^2 = Q_1^2 + Q_2^2 = \frac{16 q_m^2}{\alpha^4} \{ [2 \cdot \sin \alpha - \alpha (1 + \cos \alpha)]^2 + [2 (1 - \cos \alpha) - \alpha \cdot \sin \alpha]^2 \};$$

nach Umformung:

$$Q^2 = \frac{16 q_m^2}{\alpha^4} 2 [\alpha^2 (1 + \cos \alpha) + 4 (1 - \alpha \cdot \sin \alpha - \cos \alpha)].$$

Eingesetzt in Gl. 62a, ergibt:

$$r_{1,0} = \frac{\alpha^3 \sqrt{2}}{12 \sqrt{\alpha^2 (1 + \cos \alpha) + 4 (1 - \alpha \cdot \sin \alpha - \cos \alpha)}} \cdot \sin \varrho \quad 62b)$$

$$r_{1,0} = \frac{r}{R} = m \cdot \sin \varrho \quad \text{oder} \quad r = m R \cdot \sin \varrho \quad \dots \quad 62c)$$

Ist also aus der Zeichnung $r_{1,0} = \frac{r}{R}$ und der Winkel α bekannt, so läßt sich $\sin \varrho$ ermitteln.

Abb. 79c zeigt m in Abhängigkeit von α . Für Winkel α bis etwa 60° kann m vernachlässigt werden. Bei größerem Winkel kann m aus der Abb. 79c entnommen werden. Selbstverständlich gilt die Beziehung

zwischen α streng genommen nur für die gewählte parabolische Druckverteilung.

Im vorliegenden Falle wird für $\alpha = 83,8^\circ$; $m = 1,056$; $\sin \varrho = \frac{4,63}{13,5 \cdot 1,056} = 0,3255$ und $\text{tg } \varrho = \mu_{\text{erf.}} = 0,344$.

Es möge noch auf einige graphische Methoden zur Untersuchung von Böschungen mittels kreisförmiger Gleitflächen eingegangen werden. Wir zerlegen

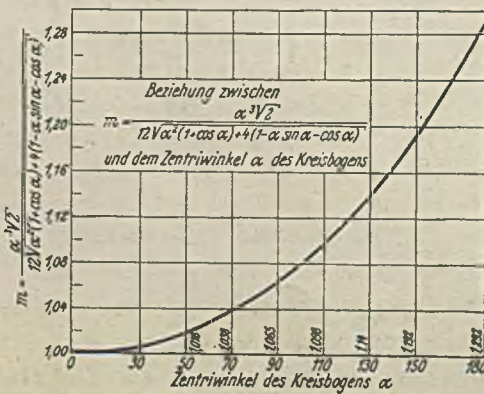
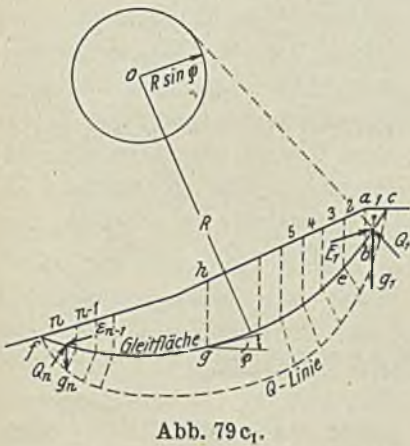
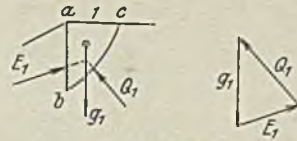
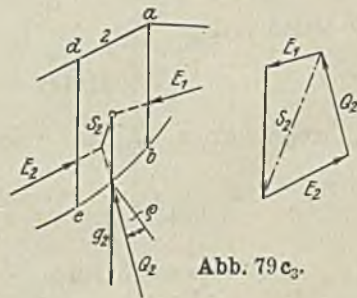


Abb. 79c.

(Abb. 79c₁) wie bei dem bekannten Hultinschen Verfahren den Erdkörper oberhalb der zu untersuchenden Gleitfläche $f-g-c$ in eine Anzahl senkrecht begrenzter Lamellen. Befindet sich der Erdkörper oberhalb der Gleitfläche im Grenzzustande des Gleichgewichts, so entstehen in der Gleitfläche der einzelnen Lamellen Widerstandskräfte, welche um den Winkel ϱ von der Normalen zur Gleitfläche abweichen, deren Verlängerungen mithin den Kreis $R \cdot \sin \varrho$ berühren. Diese Kräfte Q müssen mit den in den seitlichen Lamellenbegrenzungen entstehenden Kräften E im Gleichgewicht sein. Bei schmalen Lamellen wird man genügend genau den Angriffspunkt von Q in der Mitte des Gleitflächenteils der Lamelle annehmen können. Bei breiten Lamellen und besonders bei den Anfangs- und Endlamellen

Abb. 79c₁.Abb. 79c₂.Abb. 79c₃.

wird man mit Hilfe der Lamellengewichte für die Gleitfläche annähernd eine Druckverteilungskurve zeichnen können. Die Lage der Q -Kräfte ist dann durch die Schwerpunkte der Flächenabschnitte dieser Kurve bestimmt.

Betrachten wir die erste Lamelle (Abb. 79c₂). Ihr Gewicht g_1 wird aufgenommen von den Kräften Q_1 und E_1 . Q_1 ist durch Annahme von ϱ nach Lage und Richtung bekannt. Ist die Richtung von E_1 ebenfalls bekannt, so finden wir aus der Kräftezerlegung seine Größe und Lage. Bei der zweiten Lamelle (Abb. 79c₃) wird g_2 aufgenommen durch Q_2 , E_1 und E_2 . Q_2 ist nach Lage und Richtung bekannt. Wir setzen die bekannte Kraft E_1 mit g_2 zur Mittelkraft S_2 zusammen, die von E_2 und Q_2 aufgenommen wird. Kennen wir die Richtung von E_2 , so finden wir seine Größe und Lage, wie in Abb. 79c₃ angegeben. Von den E -Kräften wissen wir nun, daß sie annähernd im unteren Drittel der Höhe liegen, und daß ihre Richtung sich ungefähr dem Verlaufe der Oberflächenneigung anpassen wird.

Wir gehen nun mit der Kräftezerlegung von einer Lamelle zur anderen, bis wir bei der letzten, der n^{ten} , angekommen sind. Es entsteht so der in Abb. 79c₄ angegebene Kräftezug, bei dem die Richtungen der E -Kräfte nacheinander so gewählt wurden, daß sie sich dem Verlaufe der Gelände-

oberfläche möglichst anpassen und ihre Angriffspunkte ungefähr im unteren Drittel der Höhe liegen.

Bei der Untersuchung des letzten Streifens muß sich bei richtiger Wahl des Reibungswinkels ϱ das Kräfteck schließen. Ist dies nicht der Fall, so befindet sich der Gleitkörper unter dem angenommenen Reibungswinkel ϱ_1 nicht im Grenzzustand des Gleichgewichts. Der Kräftezug liefert dann zum Schluß statt der Kraft $E_n = 0$ eine Kraft $E_{n,1}$, die für den Grenzzustand des Gleichgewichts erforderlich ist und die Lamelle n entweder be- oder entlastet.

Führt man nun mit einem zweiten Reibungswinkel ϱ_2 die Untersuchung nochmals durch, so wird man einen zweiten Wert $E_{n,2}$ erhalten. Aus beiden Werten läßt sich geradlinig (Abb. 79c₄) der Reibungswinkel $\varrho_{\text{erf.}}$ interpolieren, für den $E_n = 0$ wird, der also erforderlich ist, um den Grenzzustand des Gleichgewichts zu erhalten.

Man kann noch auf andere Weise den Reibungswinkel $\varrho_{\text{erf.}}$ finden, der mindestens vorhanden sein muß, damit der Erdkörper sich auf der zu untersuchenden Gleitfläche gerade noch im Gleichgewicht befindet. Die einzelnen Lamellen des Erdkörpers werden das Bestreben haben, sich auf

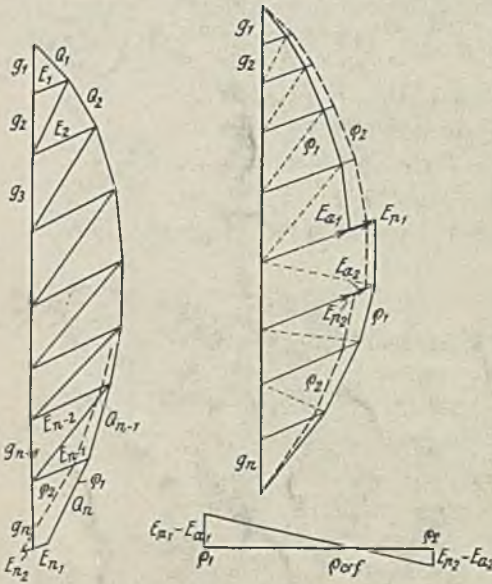


Abb. 79c₅.

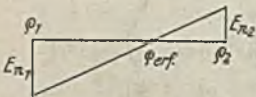


Abb. 79c₄.

dem Teil der Gleitfläche abwärts zu bewegen, dessen Winkel zur Horizontalen größer als der Reibungswinkel ϱ ist.

Gegen diese Bewegung werden die Lamellen Widerstand leisten, welche sich auf dem Teil der Gleitfläche befinden, dessen Neigungswinkel zur Horizontalen kleiner als ϱ ist. Im Punkt g (Abb. 79c₁), wo die Gleitfläche den Winkel ϱ zur Horizontalen besitzt, ist die Senkrechte $h-g$ die Grenze zwischen den schiebenden und den widerstehenden Lamellen, zwischen dem aktiven und passiven Erddruck. Im Grenzzustand des Gleichgewichts muß daher in der Senkrechten $h-g$ der aktive Erddruck E_a gleich dem Erdwiderstand E_p sein. Der zur Erhaltung des Gleichgewichts gerade noch erforderliche Reibungswinkel $\varrho_{\text{erf.}}$ ist mithin so zu wählen, daß in der Senkrechten $h-g$ die Differenz $E_p - E_a = 0$ wird. Man wählt, wie im vorhergehenden Falle, zwei Reibungswinkel ϱ_1 und ϱ_2 (Abb. 79c₅) und zeichnet für diese, von der ersten und n^{ten} Lamelle anfangend, die Kräftezüge bis zu den Senkrechten h_1-g_1 bzw. h_2-g_2 . Aus den erhaltenen Kräftefferenzen

$E_p - E_a$ bekommt man durch geradlinige Interpolation den Reibungswinkel $\varrho_{\text{erf.}}$, für den $E_p - E_a = 0$ wird.

Für den Sicherheitsgrad gegen Abrutschen der Böschung auf der angenommenen Gleitfläche hat man in dem vorhandenen, etwa durch Versuche festgestellten Reibungswinkel ϱ_{vorh} einen guten Vergleich. Sicherheit

$\eta = \frac{\varrho_{\text{vorh.}}}{\varrho_{\text{erf.}}}$ Die Untersuchung weiterer Gleitflächen führt schließlich zur Ermittlung der ungünstigsten Gleitfläche, bei der η am kleinsten wird, und damit zur Feststellung des Sicherheitsgrades der Böschung.

Das beschriebene Verfahren einer genauen Kräftebestimmung für die einzelnen Lamellen ist recht umständlich und der Wert seiner Genauigkeit für das Ergebnis schon deshalb gering, weil wegen der Annahme der Kreisform für die Gleitfläche das Ganze doch nur ein Näherungsverfahren bedeutet. Schon Hultin weist nach, daß eine geringe Veränderung der Erddruckrichtungen die Größe des erforderlichen Reibungswinkels nur wenig beeinflußt.

Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau nimmt daher bei ihren Böschungsuntersuchungen die Richtung der E -Kräfte entsprechend dem Verlaufe der Böschungsoberfläche an und verzichtet zugunsten einer schnellen Durchführung der Untersuchung auf den Nachweis, daß alle für eine Gleitfläche in Frage kommenden Lamellenkräfte nicht nur der Größe und Richtung, sondern auch der Lage nach ($\sum M = 0$) im Gleichgewicht sind. Abb. 79c₆ zeigt einen solchen Kräfteplan, in dem die Kräfte S fehlen. Das Verfahren führt verhältnismäßig schnell zum Ziel und bietet bei der Untersuchung mehrerer

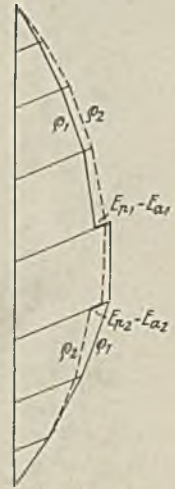


Abb. 79c₆.

Gleitflächen eine wesentliche Erleichterung. Die Annahme senkrechter Lamellenbegrenzungen erleichtert die Wahl der Richtung der Seitendrucke E , die beim unendlichen Erdkörper (als solchen kann man den Gleitkörper bei nicht zu tiefer Lage der Gleitfläche außerhalb des Einflußbereiches der Böschungsbrechpunkte auffassen) parallel zur Oberfläche angenommen werden kann.

Im Grenzzustande des Gleichgewichts ist nach den Ausführungen über die Spannungsellipse (Abschnitt C, 3a) die größte Spannungsneigung ϱ nicht nur in der Gleitfläche, sondern auch in der unter dem Winkel $90^\circ - \varrho$ zur Gleitfläche geneigten Pseudogleitfläche vorhanden. Die Pseudogleitflächenrichtung tangiert also den Kreis $R \cdot \sin \varrho$. Der Spannungszustand eines Punktes der Gleitfläche wird durch die Lage der Spannungsellipse gekennzeichnet, deren große Achse z. B. im Punkte g (Abb. 79c₇, $E_p = E_a$) den Winkel hgi halbiert. Für diese Richtung der Pseudogleitfläche ist demnach in unmittelbarer Nähe der Gleitfläche die Richtung der Seitenspannung e bekannt. Nimmt man an, daß im Grenzzustand des Gleichgewichts die

größtmögliche Spannungsneigung $\text{tg } \varrho$ zur Normalen nicht nur in der Gleitfläche, sondern annähernd auch in den zur Gleitfläche konzentrischen Kreisen vorhanden ist, so kann man ebenfalls annehmen, daß die Pseudogleitflächen zusammenhängende, in Richtung auf den Kreis $R \cdot \sin \varrho$ laufende gerade Flächen bilden, in denen die Spannungen e ebenfalls annähernd die Neigung $\text{tg } \varrho$ zur Normalen haben. Man kann dann diese Spannungen e durch den Seitendruck E ersetzen, welcher unter dem Winkel $\delta = \varrho$ ungefähr im unteren Drittelpunkt dieser Flächen angreift.

Will man diese Kenntnis der Spannungsrichtung auf Flächen, welche den Kreis $R \cdot \sin \varrho$ berühren, zur Gleitflächenuntersuchung benutzen, so zerlegt man den Gleitkörper in Lamellen von zweckmäßig gleicher Basisbreite, indem man die zur Gleitfläche gehörenden Pseudogleitflächen bis zur Geländeoberfläche zieht. Diese berühren bei der kreisförmigen Gleitfläche den

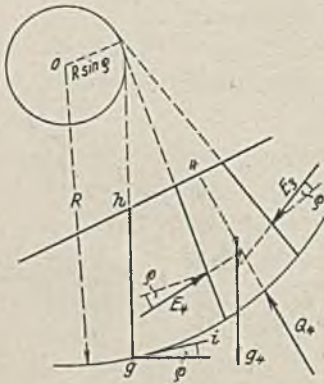


Abb. 79c7.

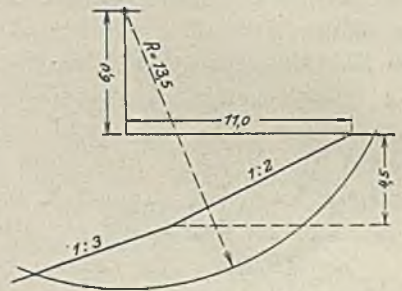
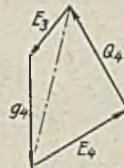


Abb. 79c8.

Kreis $R \cdot \sin \varrho$ (s. Abb. 79c7). Die Kräfte E , Q und g werden dann im Kräfteplan etwa nach dem Verfahren der Versuchsanstalt unter Annahme der Lage von Q zusammengesetzt. Man zieht Q dabei möglichst durch den Schwerpunkt der zur Lamelle gehörenden Spannungsfläche des Gleitkreises oder, was praktisch bei genügender Kleinheit der Lamellenbreite auf dasselbe herauskommt, durch die Mitte des Gleitflächenteiles bzw. an den Enden durch dessen inneren Drittelpunkt. Die Zusammensetzung der Kräfte im Kräfteplan wird, wie bereits oben angegeben wurde, für zwei Werte ϱ_1 und ϱ_2 durchgeführt und aus den $E_p - E_a$ -Werten an der Stelle, wo die Lamellenbegrenzung lotrecht ist, der Wert ϱ_{eff} ermittelt, für den $E_p - E_a = 0$ wird. Das Verfahren der Zerlegung des Gleitkörpers in Lamellen, deren Begrenzungslinien den Kreis $R \cdot \sin \varrho$ berühren, wurde von Marx^{18a)} angegeben.

Die mitgeteilten verschiedenen Verfahren wurden bei einem in der nebenstehenden Skizze (Abb. 79c8) angegebenen Gleitkreise angewendet,

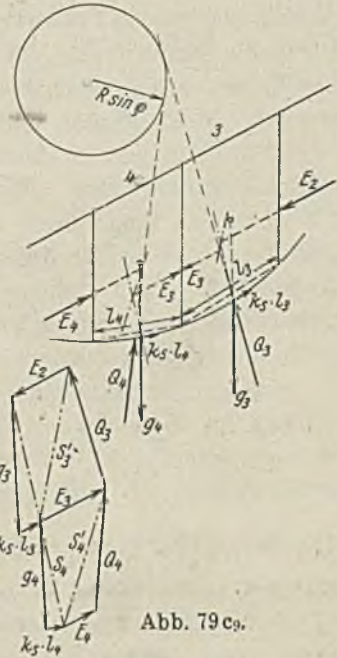
^{18a)} Marx: Die Berechnung der Rutschgefahr, Bautechnik 1931, S. 103.

dabei ergaben sich für den zum Gleichgewicht erforderlichen Reibungsbeiwert folgende Werte:

- | | |
|---|------------------------------|
| 1. Verfahren nach Krey (graphisch) | $\mu_{\text{erf.}} = 0,365$ |
| 2. Verbessertes Verfahren nach Krey (graphisch). | $\mu_{\text{erf.}} = 0,344$ |
| 3. Verfahren nach Krey (analytisch nach Tabelle 13) | $\mu_{\text{erf.}} = 0,347$ |
| 4. Verfahren nach Hultin | $\mu_{\text{erf.}} = 0,340$ |
| 5. Verfahren der Versuchsanstalt | $\mu_{\text{erf.}} = 0,337$ |
| 6. Verfahren nach Marx | $\mu_{\text{erf.}} = 0,347.$ |

Das Verfahren der Versuchsanstalt kommt für den untersuchten Fall der Abb. 79c₃ danach dem genauen aber zeitraubenden Verfahren von Hultin noch am nächsten. Im übrigen weichen die Verfahren 2 bis 6 so wenig bei diesem Beispiel voneinander ab, daß man dem einfachsten den Vorzug geben kann. Die genannten Verfahren beziehen sich auf das Vorhandensein reiner Reibung im Boden. Es möge daher noch die Berücksichtigung der Kohäsion gezeigt werden, deren Größe vom Gleitflächendruck unabhängig ist, und nur von der Größe der Gleitfläche abhängt. Sind 3 und 4 (Abb. 79c₃) zwei zu untersuchende Lamellen und ist E_2 bekannt, so setzt man im Kräfteplan zunächst g_3 und $k_s \cdot l_3$ zur Mittelkraft S_3 und dann E_2 und S_3 zur Mittelkraft S_3' zusammen. E_3 und Q_3 müssen dann eine Mittelkraft besitzen, die mit S_3' nach Lage, Größe und Richtung zusammenfällt. Für die übrigen Lamellen wird die Zerlegung in der gleichen Weise durchgeführt. Die Richtung der Kohäsionskräfte $k_s \cdot l$ fällt mit derjenigen der Bogensehne l zusammen. Der Angriffspunkt liegt in der Mitte des Bogenabschnittes etwa um $1/3$ der Höhe des Bogenabschnittes außerhalb der Gleitfläche. Man wird indessen bei schmalen Lamellen mit geringer Höhe des Bogenabschnittes annehmen können, daß die Kohäsionskraft in der Mitte des Bogenabschnittes an diesen tangiert. Auch hier läßt sich die Durchführung der Untersuchung durch geeignete Annahme der Richtung der Kräfte E und der Lage von Q vereinfachen.

Wesentlich für die Durchführung der Untersuchungen ist die schnelle Auffindung der ungefähren Lage des gefährlichsten Gleitkreises. Wie bereits am Schlusse des Abschnittes III A 3 erwähnt wurde, ändert sich die Größe des zur Erhaltung des Gleichgewichtes erforderlichen Winkels ϱ

Abb. 79c₃.

nur wenig bei kleinen Verschiebungen der Gleitflächenlage. Für die Wahl der Gleitkreise bei reiner Kohäsion und bei Kohäsion und Reibung gibt W. Fellenius^{18b)} wertvolle Hinweise. Der schwedische Forscher hat auf Grund zahlreicher Untersuchungen für eine Anzahl von Böschungswinkelungen die Mittelpunktlagen der ungünstigsten Gleitkreise bestimmt für den Fall, daß diese durch den Fuß der Böschung gehen. Er gibt weiter an, daß es für reine Kohäsion, also bei fehlender Reibung und bei Böschungswinkeln, die flacher als 53° sind, gefährlichere Gleitflächen gibt als die, welche durch den Fußpunkt der Böschung gehen. Das ist in gewissen Fällen zu beachten.

Fellenius geht von der Lage der Mittelpunkte der gefährlichsten Gleitflächen bei reiner Kohäsion aus, die man nach Abb. 79d₁ und 79d₂ aus den Winkeln i und m erhält. Diese Mittelpunkte liegen nach der ebenfalls aus dem Buche von Fellenius^{18b)} entnommenen Abb. 79d₃ auf einer Kurve, welche die Bezeichnung $k/k_0 = 1$ trägt. Es bedeutet k_0 die erforderliche reine Kohäsion, bei welcher der Boden auf der durch den Fuß der Böschung gehenden gefährlichsten Gleitfläche gerade noch im Gleichgewicht bleibt. k ist die wirklich im Boden vorhandene Kohäsion, die durch Versuche bestimmt werden kann. Ergibt sich z. B. für die Böschung 1:3 ein Wert $k:k_0 = 0,5$, so liegt nach Abb. 79d₃ der Mittelpunkt der gefährlichsten durch den Böschungsfuß gelegten Gleitfläche im Schnittpunkt der $\mathcal{F}_{1,3}$ -Linie mit der $k:k_0 = 0,5$ -Linie. Ist die Gleitfläche gefunden, so läßt sich nach einem der bereits gezeigten Verfahren unter Berücksichtigung der Kohäsion der zur Erhaltung des Gleichgewichtes erforderliche Wert $\mu_{\text{erf.}} = \text{tg } \varrho_{\text{erf.}}$ bestimmen.

Für einigermaßen homogene Böden, bei denen Kohäsion und innere Reibung im Bereich der Gleitflächen als nicht veränderlich angesehen werden können, gibt Fellenius in seinem Buche (Abb. 20) Bezugslinien zwischen den zur Erhaltung des Gleichgewichtes erforderlichen inneren Reibungswinkeln ϱ und dem Verhältnis der Kohäsionswerte $\frac{k}{k_0}$ für bestimmte Böschungswinkel \mathcal{F} bei horizontalem Gelände. Hierin bedeutet k die vorhandene Kohäsion des Bodens und k_0 die Kohäsion, die der Boden beim Fehlen jeder inneren Reibung haben müßte, damit die Böschung unter dem Winkel \mathcal{F} gerade noch steht. Die Kohäsion k_0 erhält man für jeden Böschungswinkel \mathcal{F} aus der Abb. 7 des Buches von Fellenius. Sie wird nach Gl. 25 Seite 10 des Buches aus der Beziehung $\frac{4k_0}{\gamma \cdot h} = \Phi(\mathcal{F}, \alpha, \omega) = c$ für bestimmte Werte γ und h ermittelt. Da α und ω nach Abb. 6 in Beziehung zu \mathcal{F} stehen, so gibt es für jeden Wert \mathcal{F} nur einen Wert c , wie ihn Abb. 7 zeigt. In der Gleichung für c bedeutet γ das Raumgewicht des Bodens und h die Höhe der Böschung. Die Bedeutung von α und ω ist aus Abb. 79d₄ ersichtlich. Nun lassen sich die Kurven der Abb. 7 und 20 des Buches von Fellenius zu einer Kurvenschar vereinigen, denn nach Gl. 25 ist $k_0 = \frac{c \cdot \gamma \cdot h}{4}$ und $\frac{k}{k_0}$ wird $= \frac{4k}{c \cdot \gamma \cdot h}$. Multipliziert man also die

^{18b)} W. Fellenius: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Berlin 1927, Wilhelm Ernst & Sohn.

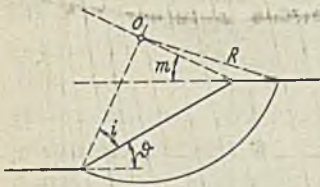


Abb. 79 d₁.

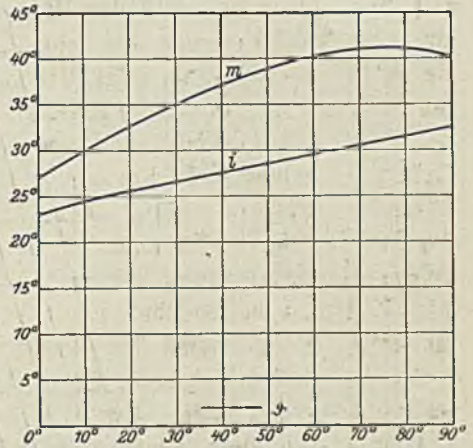


Abb. 79 d₂.

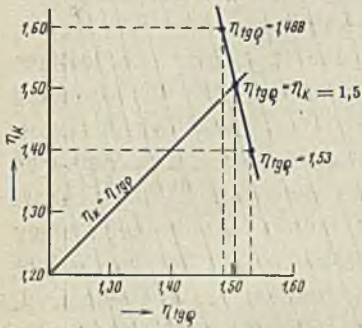


Abb. 79 d₃.

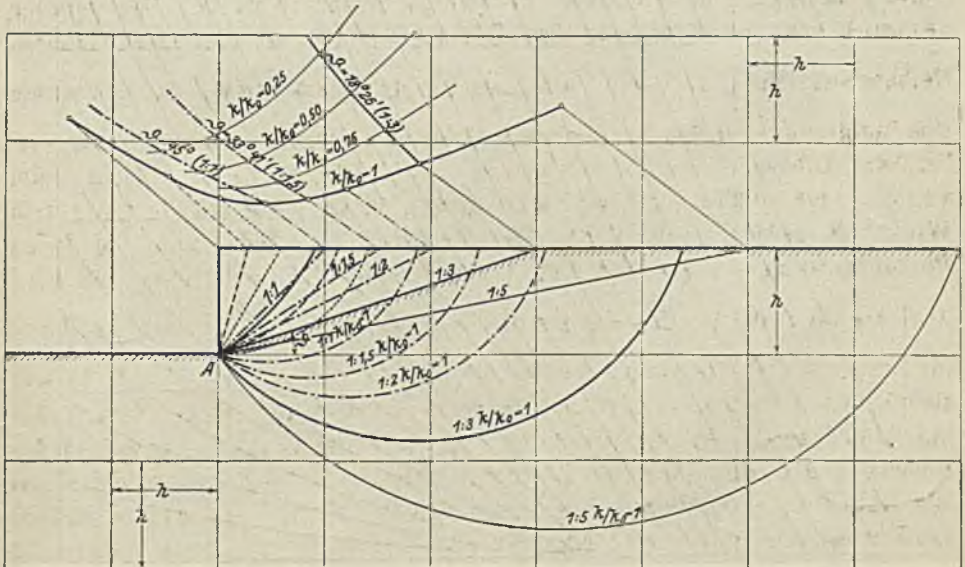


Abb. 79 d₄.

Standfestigkeit gerader Böschungen unter Annahme kreisförmiger Gleitflächen.

Abhängigkeit der Zahlen $\frac{k}{\gamma \cdot h}$ von $\lg S$ und μ für Gleitflächen durch den Fußpunkt der Böschung, ermittelt nach den von Fellenius gegebenen Werten in „Erdstat Berechnungen...“, Abb. 7 u. 20.

Schubfestigkeit des Bodens: $\tau = k + \mu \cdot \nu$

k = Kohäsion u. ν = Normaldruck (in t/m^2); γ = Raumgewicht (t/m^3); $\mu = \tan \varphi$; φ = Reibungswinkel.

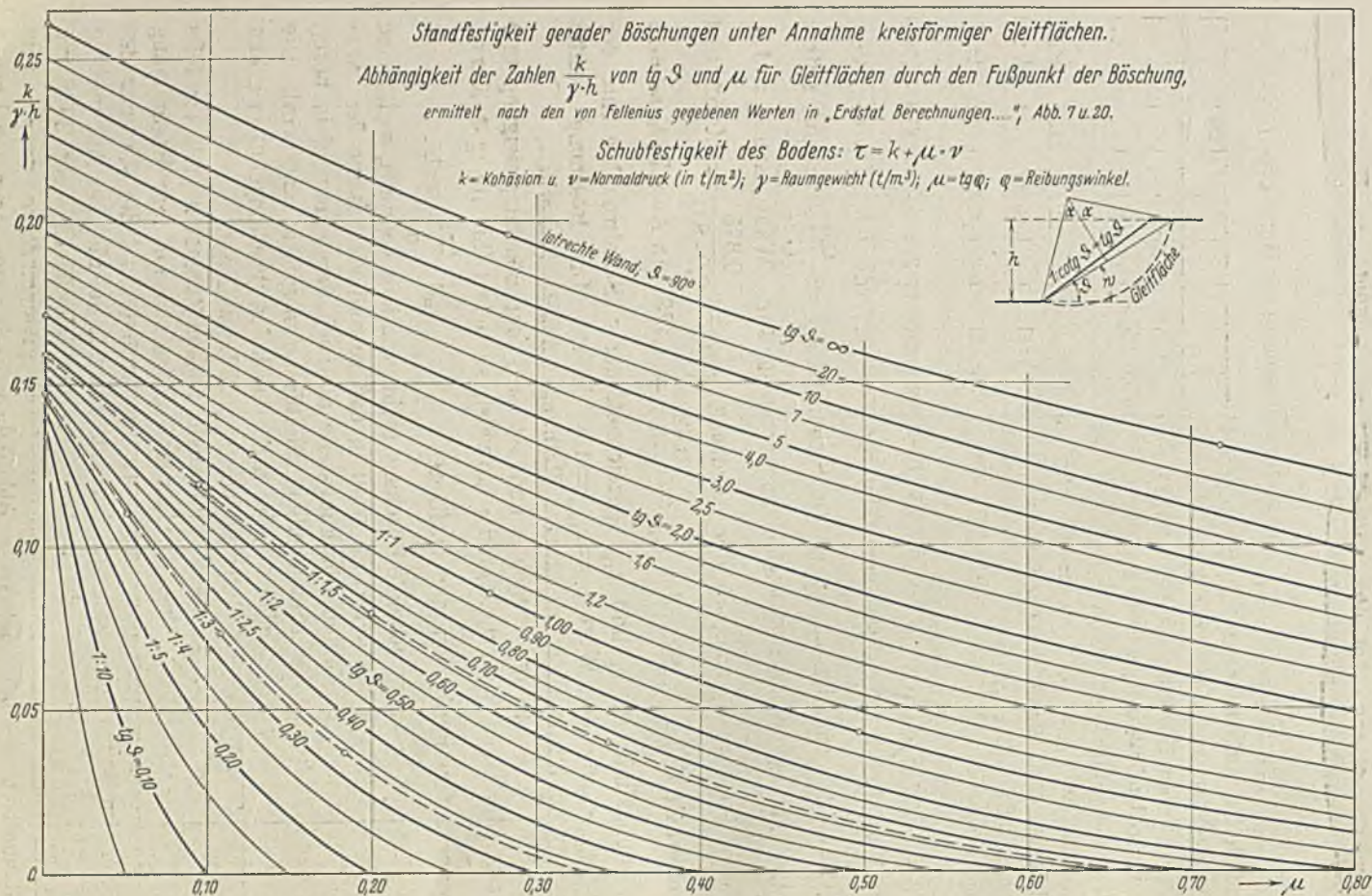


Abb. 79 d.

Ordinaten der ϑ -Kurven der Abb. 20 mit den zugehörigen Werten $\frac{c}{4}$, so erhält man in der in Abb. 79d₁ dargestellten ϑ -Kurven Beziehungen zwischen den Ordinaten $\frac{k}{\gamma \cdot h}$ und den Abszissen $\operatorname{tg} \varrho$. Die Kurven gestatten eine leichte Berechnung einigermaßen homogener Böschungskörper. Soll zum Beispiel der Sicherheitsgrad η einer 1:2,5 geneigten Böschung eines 8,0 m tiefen Einschnittes bei horizontalem Gelände untersucht werden und sind die Bodenwerte $\mu = \operatorname{tg} \varrho$, k und γ durch Versuche bestimmt, so verfährt man folgendermaßen:

Es sei $\mu = 0,42$, $k = 0,6 \text{ t/m}^2$ und $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$. Man wählt zunächst den Sicherheitsgrad $\eta_k = 1,4$ und bestimmt danach den Wert $\frac{k}{1,4} = \frac{0,6}{1,4} = \text{rd. } 0,43$, bis zu dem die Kohäsion ausgenutzt werden darf.

Für $\frac{k}{\gamma \cdot h} = \frac{0,43}{2,0 \cdot 8,0} = 0,027$ erhält man auf der $\operatorname{tg} \vartheta = \frac{1}{2,5} = 0,4$ -Linie den Wert $\operatorname{tg} \varrho = 0,275$ als zum Gleichgewicht erforderlich. Da ein Wert $\operatorname{tg} \varrho = 0,42$ vorhanden ist, so ist die Sicherheit $\eta_{\operatorname{tg} \varrho} = \frac{0,42}{0,275} = 1,53$, mithin größer als sie für die Kohäsion angenommen war. Wählt man $\eta_k = 1,6$, so wird für $k = \frac{0,6}{1,6} = 0,375$ der Ausdruck $\frac{k}{\gamma \cdot h} = \frac{0,375}{2,0 \cdot 8,0} = 0,0252$ und man erhält $\operatorname{tg} \varrho = 0,82$ oder $\eta_{\operatorname{tg} \varrho} = \frac{0,42}{0,282} = 1,488$. In Abb. 79d₃ ist eine Beziehungslinie für η_k und $\eta_{\operatorname{tg} \varrho}$ gezeichnet, deren Schnittpunkte mit der $\eta_k = \eta_{\operatorname{tg} \varrho}$ -Linie den Wert $\eta_k = \eta_{\operatorname{tg} \varrho} = 1,5$ liefert. Die Böschung besitzt also sowohl hinsichtlich der inneren Reibung 1,5 fache Sicherheit.

Sind h , k und $\operatorname{tg} \varrho$ gegeben und ist nach der Böschungsneigung $\operatorname{tg} \vartheta$ gefragt, die einen Sicherheitsgrad η aufweist, so liefert ihn die $\operatorname{tg} \vartheta$ -Kurve, die durch den Punkt mit den Ordinaten $\frac{k}{\eta \cdot \gamma \cdot h}$ und $\frac{\operatorname{tg} \varrho}{\eta}$ geht.

Ist die zu untersuchende Böschung nicht gradlinig begrenzt, so ist eine gerade Ausgleichslinie derart zu wählen, daß sowohl die Summe der abgeschnittenen und zugefügten Böschungsteile als auch deren Moment in bezug auf den Mittelpunkt der kreisförmigen Gleitfläche möglichst $= 0$ wird. Die Neigung ϑ dieser Ausgleichslinie, die nicht durch den Böschungsfuß zu gehen braucht, ist der weiteren Untersuchung zugrunde zu legen.

Terzaghi^{18c)} gibt an Hand eines ausführlichen Zahlenbeispiels ein teils graphisches, teils analytisches Verfahren an, das sich auf der Bestimmung der Gleitflächenmittelpunkte nach Fellenius aufbaut und die Wirkung des Wassers im Boden berücksichtigt. Terzaghi führt in der gleichen Abhandlung auch den Nachweis, daß die Bestimmung der Gleitfläche einer Böschung nach Frontard^{18d)}, die unter Annahme eines gleichmäßigen Bodens rein mathematisch abgeleitet ist, trotz der mathematisch ausgezeichneten Lösung einen wesentlichen Fehler besitzt. Sie genügt nicht der Bedingung, daß

^{18c)} Terzaghi: The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of retaining walls. Public roads, Vol. 10, Nr. 10, Dezember 1929.

^{18d)} Frontard: Logoides de glissement des terres. Comptes rendues de l'académie des sciences, 1922, S. 740 bis 742, ferner S. 526 bis 529 und S. 930 bis 933.

die Summe der durch das Gewicht des Gleitkörpers in der Gleitfläche erzeugten schiebenden Tangentialkräfte gleich der Summe der widerstehenden Kohäsions- und Reibungskräfte ist. Die schiebenden Kräfte betragen in dem von Terzaghi untersuchten Falle nur das 0,73fache der widerstehenden Kräfte. Das Verfahren liefert danach zu ungünstige Ergebnisse. Frontard kommt zu dem Ergebnis, daß die Gleitfläche im gleichmäßigen Boden bei Vorhandensein von Kohäsion und Reibung die Gestalt einer verformten Cykloide (Logoide) besitzt. Diese Kurve weicht nicht sehr vom Kreisbogen ab.

Es liefern danach, solange keine bessere Lösung vorliegt, die von den Schweden eingeführte Benutzung von Kreisbogen als Gleitflächen und die Bestimmung der ungünstigsten Lage des Kreisbogens durch Untersuchung mehrerer Gleitflächen die brauchbarsten Ergebnisse.

4. Untersuchung des Baugrundes bei (flachen) Betonfundamenten unter Annahme einer kreisförmigen Gleitfläche.

Die im vorigen Abschnitt durchgeführte Untersuchung läßt das Bedenken aufkommen, daß auch um kleine Betonfundamente mit einseitiger Bodenpressung, wie sie oben in Abschnitt 1 u. 2 behandelt sind, sich solche kreisförmigen Gleitflächen ausbilden können und daß in dem Falle dann ein Kippen des Bauwerkes eintreten kann, ohne daß der sogenannte passive Erddruck zur Wirkung kommt. Dieses Bedenken ist nicht ohne weiteres von der Hand zu weisen.

In Abb. 80 sei eine Stützmauer $AB C D F H J$ dargestellt, auf die von rechts ein Erddruck ΣE_a (= Summe aller auf die einzelnen Wandflächen wirkenden „aktiven“ Erddrücke, in üblicher Weise ermittelt und zur Mittelkraft ΣE_a zusammengesetzt) wirkt. Setzen wir weiter den Erddruck ΣE_a mit dem Gewicht der Mauer $= G_1$ und des Fundaments G_2 zusammen, so erhalten wir in der Resultierenden R_1 den Fundamentdruck, dem der Boden Widerstand leisten muß.

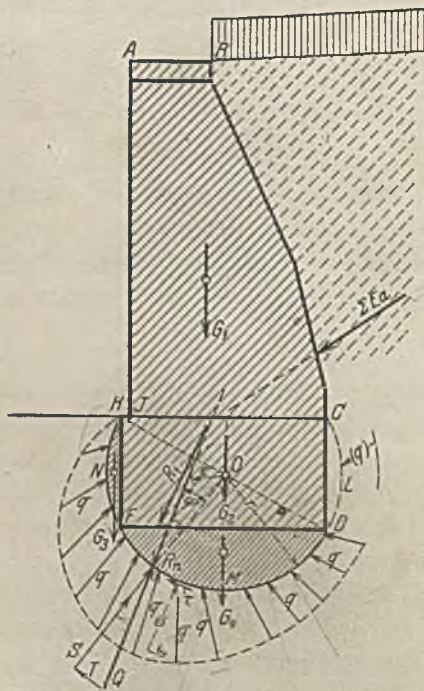


Abb. 80. Kreisförmige Gleitfläche um ein Betonfundament.

Um das Fundament ist nun ein kleiner Kreis aus dem Mittelpunkt O und mit dem Halbmesser r geschlagen, der durch die Fundamentecken H , F und D geht, und es ist vorausgesetzt, daß das Bauwerk beim Kippen auf

dieser kreisförmigen Gleitfläche *HNFMDLC* rückwärts gleitet. Dabei wird weiter keine Erde verdrängt, sondern es werden nur die Erdsegmente *HNF*, *FMD* und *DLC* bei der Drehung mitgenommen. Ein „passiver“ Erddruck in der üblichen Behandlung, wie er den bisherigen Untersuchungen zugrunde gelegt ist, wird hier nicht ausgenutzt; es treten nur in der kreisförmigen Gleitfläche schrägergerichtete Spannungen q als Gegenkräfte auf, die wir in radial gerichtete (Normal-) Spannungen σ und tangential gerichtete (Schub-) Spannungen τ zerlegen können (s. Abb. 80). Über die Verteilung dieser Spannungen q können wir weiter nichts aussagen, als daß die Spannung im Punkte $H=0$ sein muß und daß die Resultierende Q aller dieser Gegenkräfte nach Größe, Lage und Richtung gleich der von dem Bauwerke auf die Gleitfläche ausgeübten Angriffskraft R_n sein muß. $Q = R_n$. Diese Angriffskraft R_n finden wir, wenn wir die Resultierende der Mauerkräfte R_1 mit den Gewichten der Erdsegmente *HNF* und *FMD* zusammensetzen. Das Erdsegment *DLC* können wir dabei vernachlässigen, weil die Erdspannung (q) auf das Bogenstück *DLC* in dem Erddruck auf die Mauerfläche *CD* bereits berücksichtigt ist und in der Kraft ΣE_a mitgehalten ist.¹⁹⁾

Die Angriffskraft R_n wirkt unter dem Winkel φ gegen den Radius geneigt und an dem Hebelarm e (Abstand vom Kreismittelpunkt O) mit dem Moment $R_n \cdot e$ auf Kippen der Mauer. Bei reiner Reibung ohne Kohäsion können die Schubkräfte nur dann in der Gleitfläche aufgenommen werden, wenn der $\angle \varphi$ kleiner als der Reibungswinkel ϱ ist. Das Maß der Sicherheit gegen Kippen infolge Gleitens auf der kreisförmigen Gleitfläche können wir durch das Verhältnis des vorhandenen Abstandes e der Resultierenden R_n zum äußerst möglichen Abstand $r \cdot \sin \varrho$ ausdrücken; der Sicherheitsgrad η ist

$$\eta = \frac{r \cdot \sin \varrho}{e} \quad \dots \quad \eta = 2.4 \quad \dots \quad 63)$$

Bei geringerer Reibung und erheblicher Haftfestigkeit ist der größtmögliche Widerstand der Gleitfläche gegen Gleiten

$$T_{\max} = \int q \cdot df \cdot \cos \varrho_e \cdot \mu + \int K_s \cdot df \quad \dots \quad 64)$$

oder rd.

$$T_{\max}^{20)} = \mu \cdot R_n \cdot \cos \varrho_e + K_s \cdot HD \quad \dots \quad 65)$$

wenn μ der reine Reibungsbeiwert, ϱ_e die größtmögliche Spannungsneigung bei Berücksichtigung der Haftfestigkeit, K_s die der Haftfestigkeit entsprechende Schubspannung und HD die Länge des Bogens (hier beim Halbkreis $= r\pi$) ist. Das Moment des größten Gleitflächenwiderstandes in bezug auf den

¹⁹⁾ In Wirklichkeit ist die Erdspannung (q) hier größer als der „aktive“ Erddruck, weil die Mauer sich beim Kippen und Gleiten in der kreisförmigen Gleitfläche auf der Strecke *DLC* nicht von der Erde entfernt. Es fehlt also hier die Voraussetzung für das Heruntergehen der Erdspannung auf ihren unteren Grenzwert, den „aktiven“ Erddruck, und wir würden hier richtiger mit dem wirklich vorhandenen und mindestens mit dem natürlichen Erddruck $= \gamma \cdot t$ rechnen. Da aber die Erdspannung (q) auf dieser Strecke *DLC* günstig wirkt (nämlich gegen das Gleiten und Kippen der Mauer), so rechnen wir praktisch ungünstiger oder sicherer, wenn wir das Bogenstück *DLC* beim Gleiten vernachlässigen und dafür nur den „aktiven“ Erddruck auf die Fläche *DC* in der üblichen Weise einführen.

²⁰⁾ In Wirklichkeit ist T_{\max} und η etwas größer; die Vernachlässigung ist aber gering und zugunsten der Sicherheit gemacht; wegen der Größe von μ , ϱ_e und K_s vergleiche oben unter Abschnitt II A, S. 68.

Kreismittelpunkt ist dann $(\mu \cdot R_n \cdot \cos \varphi_e + K_s \cdot HD) r$. Daraus ergibt sich der Sicherheitsgrad gegen Kippen bei wesentlicher Kohäsion

$$\eta_1^{20}) = \left(\mu \cdot \cos \varphi_e + \frac{K_s \cdot HD}{R_n} \right) \frac{r}{e} \dots \dots \dots 66)$$

Eine nähere Untersuchung der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen die radiale Seitenkraft $S = Q \cdot \cos \varphi = R_n \cdot \cos \varphi$ ist nicht erforderlich, weil das unter Abschnitt II gegebene Verfahren ausreicht zur Beurteilung des „passiven“ Erddruckes.

Andere kreisförmige Gleitflächen als die in Abb. 80 behandelten, welche durch alle drei Eckpunkte H, F und D des Fundamentes gehen, zu behandeln,

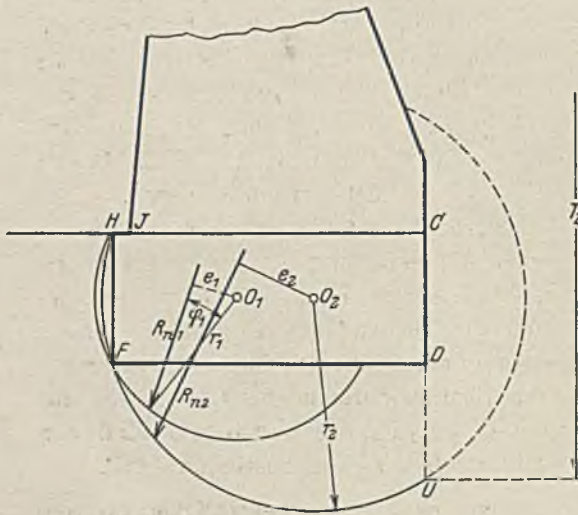


Abb. 81. Kreisförmige Gleitflächen mit verschiedenem Halbmesser.

wird sich meist nicht lohnen. In Abb. 81 sind zwei andere Gleitflächen mit kleinerem Halbmesser r_1 und mit größerem Halbmesser r_2 gezeichnet. Die Ergebnisse der Untersuchung werden kaum ungünstiger werden. Im ersteren Falle wird zwar $r_1 \cdot \sin \varphi$ geringer, dafür wird aber auch der Abstand e_1 wesentlich kleiner und der

Sicherheitsgrad $\eta = \frac{r_1 \cdot \sin \varphi}{e_1}$ wird wahr-

scheinlich nicht abnehmen. Im zweiten Falle bei größerem Halbmesser r_2

wird man für den ganzen gleitenden Körper mit einem größeren „aktiven“ Erddruck ΣE_a , entsprechend der größeren Tiefe von etwa T_2 unter der Mauerkrone rechnen müssen, als ob die Wand bis U ginge; dadurch wird der Abstand e_2 der Resultierenden aller Kräfte und Gewichte R_{n2} vom Mittelpunkt O_2 wieder verringert, so daß der Sicherheitsgrad $\eta = \frac{r_2 \cdot \sin \varphi}{e_2}$ wenig beeinflußt wird.

Allzu große Feinheiten darf man bei der Rechnung und bei der Bestimmung der ungünstigsten Gleitfläche nicht anwenden, weil es sich um ein Näherungsverfahren handelt mit angenommener Gleitflächenform und verschiedenen Vernachlässigungen. Trotzdem kann es sehr wertvoll sein, bei wichtigen Bauwerken derartige Untersuchungen nach den verschiedenen Methoden durchzuführen, wie sie in den vorstehenden Abschnitten angegeben sind, weil man in dem Unterschiede der Ergebnisse ein Bild der wahrscheinlichen Fehlerquellen gewinnt. Außerdem erhöht man die Sicherheit

dadurch, daß man das ungünstigste Ergebnis der endgültigen Form- und Stärkenbestimmung des Bauwerkes zugrunde legt.

B. Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen senkrechte Lasten bei Flachgründungen.

Die Bestimmung der Tragfähigkeit des Baugrundes stellt zur Zeit eine noch wenig geklärte Aufgabe dar. Sie wird in den meisten Fällen rein gefühlsmäßig gelöst. Man überzeugt sich in Schürflöchern von der Festigkeit der gewählten Bausohle und schätzt danach auf Grund persönlicher Erfahrungen die zulässige Bodenbeanspruchung. Soweit es sich hierbei um kleinere Bauten von verhältnismäßig geringer Belastung der bebauten Fläche handelt, mag dies Verfahren auch zum Ziele führen, zumal wenn in der Nachbarschaft Bauwerke ähnlicher Größe auf dem gleichen Baugrund errichtet sind und keine Schäden zeigen. Sind aber z. B. bei Hochhäusern erhebliche Lasten auf verhältnismäßig kleine Flächen zu übertragen, so ist eine sorgfältige Untersuchung des Untergrundes erforderlich, die sich bis in die Tiefen zu erstrecken hat, in welchen die Belastung des Baugrundes noch eine merkliche Zunahme der vorhandenen Spannungen des Bodens hervorruft. Man wird bis zu diesen Tiefen die vorhandenen Bodenarten, ihren Wassergehalt, Zusammensetzung, Raumgewicht, Porenziffer, Verdichtungsmöglichkeit und gegebenenfalls ihren Schubwiderstandsbeiwert sowie die Höhe des Grundwasserstandes feststellen müssen, wenn man das Maß der Setzung des Bauwerkes auch nur einigermaßen richtig bestimmen will.

Die Setzungen des belasteten Bodens hängen im wesentlichen ab von den im Boden auftretenden Spannungen, von der vorhandenen Dichte der Bodenschichten und ihrer Druckporenzifferkurve^{20a)} als Ausdruck ihrer Verdichtungsmöglichkeit. Bei geringem Spannungszuwachs verhält sich dicht gelagerter Boden im allgemeinen wie ein elastischer Körper. Die Setzungserscheinungen gehen nach Entfernung der Last wieder zurück. Die Ermittlung der Spannungen kann in diesem Falle nach den von Boussinesq^{20b)} und Melan^{20c)} für punkt- und linienförmige Lasten ermittelten Formeln erfolgen. Erhalten die Bodenschichten durch die Last des Bauwerkes größere Pressungen als die, unter denen sie ihre derzeitige Dichte erhalten haben, so findet eine merkliche Verdichtung des Bodens statt. Die hieraus entstehenden Senkungen des Bodens sind bleibender Art und gehen nicht wieder zurück. Innerhalb dieses unelastischen Bereiches gelten die Formeln von Boussinesq und Melan nicht mehr. Versuche, die von Strohschneider in Graz, von amerikanischen Forschern und im ausgedehnten Maße in letzter Zeit von Kögler und Scheidig^{20d)} mit Sandschüttungen durchgeführt wurden,

^{20a)} Terzaghi, Bodenmechanik, S. 87 ff.

^{20b)} In Föppl's Vorlesungen, Bd. V, S. 220, Leipzig 1907.

^{20c)} Beton u. Eisen 1919, S. 83.

^{20d)} Bautechnik 1927, Heft 29 u. 31; 1928, Heft 15, 17 u. 19.

zeigten die Ausbildung von Tragkörpern im Boden unter den Versuchsplatten und innerhalb dieser Tragkörper in den horizontalen Durchmessern eine glockenförmige Verteilungskurve der senkrechten Spannungskomponenten. Die Spannungen erreichen in der senkrechten Achse des Stützkörpers ihren Größtwert und sind am Rande des Tragkörpers gleich Null. Die äußeren Grenzen dieser Körper haben an die Versuchsplatte anschließend eine

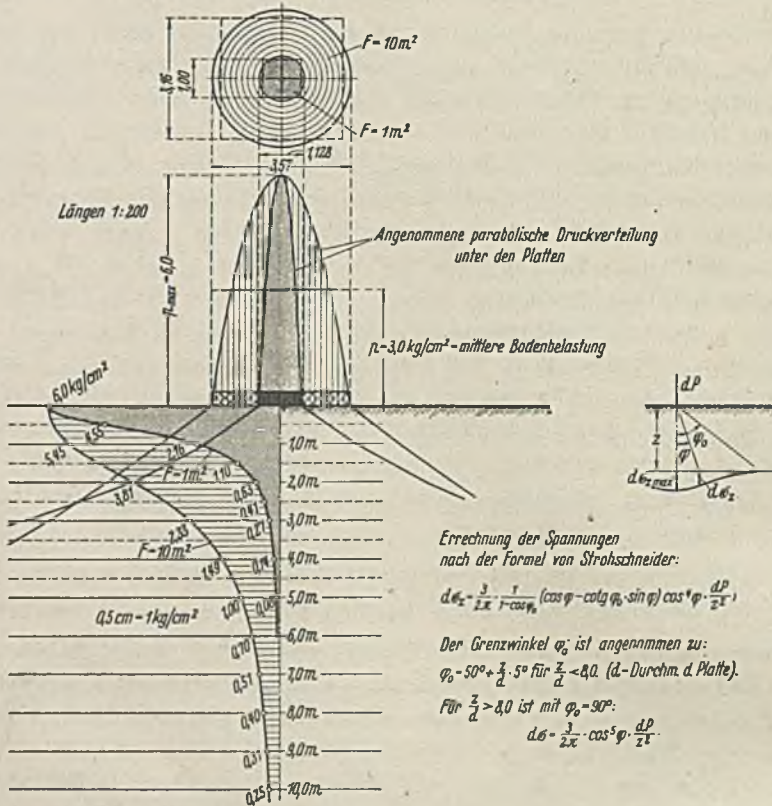


Abb. 82. Darstellung der senkrechten Bodenspannungen in der Symmetrieachse von verschiedenen großen, belasteten Kreisplatten.

Neigung von rd. 35° gegen die Senkrechte (Abb. 82) und verlaufen mit wachsender Tiefe flacher. Soweit in dem Stützkörper bleibende Verdichtungen, also Verschiebungen der Bodenkörner gegeneinander erfolgen, werden Flächen vorhanden sein, in denen die Schubspannungen den in diesen Flächen vorhandenen Schubwiderstand überschreiten. Das wird besonders im oberen Teile des Stützkörpers der Fall sein; dort sind dessen Querschnitte noch verhältnismäßig klein und die Spannungen dementsprechend groß. In der Begrenzung des Tragkörpers werden hier größere horizontale Kräfte auftreten, die durch den Erdwiderstand des außerhalb des Tragkörpers liegenden Bodens im Gleichgewicht gehalten werden. Versuche,

die von der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin mit einer kreisförmigen 1 m^2 großen starren Betonplatte bei Belastungen bis zu $5,0 \text{ kg/cm}^2$ ausgeführt wurden, zeigten eine Bewegung des Bodens etwa in der Art, wie Abb. 82a zeigt. In 50 cm Tiefe unter der Platte wurde in der Mitte (im Bereiche des Keiles) eine geringe wagerechte Bewegung des Bodens nach der Plattenachse zu und (außerhalb des Keiles) eine nach außen zunehmende horizontale Bewegung des Bodens von der Plattenachse fort beobachtet. Es wurden bei diesem Versuche ähnliche Spannungsverteilungen gemessen, wie sie Kögler bei seinen Versuchen festgestellt hatte.

Wesentlich für die Bestimmung der Spannungen im Tragkörper sind die Annahmen über die Verteilung der Fundamentpressungen. Bei sandigem Boden und starrer Fundamentplatte wird der Druck in der Plattenmitte am größten sein und nach den Rändern zu abnehmen. Die Größe der Randpressung wird im wesentlichen von der Tiefe der Bausohle unter dem Gelände abhängen. Bei hartem, felsähnlichem Boden wird die Last durch die Scher- und Biegefestigkeit des Bodens von einer größeren Fläche als der Fundamentfläche aufgenommen. Die Fundamentpressung einer starren Platte wird in diesem Falle in der Nähe der Ränder größer sein als in der Plattenmitte. Bei Tonboden wird die Verteilung der Pressung je nach der Plastizität des Bodens zwischen gleichmäßiger Verteilung und größter Pressung in der Nähe der Ränder liegen.

Abb. 82 zeigt den Verlauf der senkrechten Spannungen im Sandboden unter einer großen und einer kleinen Platte in der Plattenmitte. Beide Platten übertragen dieselbe spezifische Belastung von $3,0 \text{ kg/cm}^2$. Für die Pressung zwischen Platte und Baugrund ist parabolische Verteilung mit der Randspannung $= 0$ angenommen. Die senkrechte Spannung in der Tiefe Z unter der Plattenmitte wurde im Störungsbereich (bleibende Verformung) nach Strohschneider-Kögler (vergl. Fußnote^{20d}) und im ungestörten Bereich (elastische Verformung) nach Boussinesq berechnet unter der Annahme, daß die von verschiedenen Lasten in einem Punkte erzeugten senkrechten Spannungskomponenten sich addieren. Die errechneten Spannungen wurden in Abb. 82 in den Punkten Z senkrecht zur Achse des Stützkörpers aufgetragen. Stützkörper und Störungsbereich der beiden Platten sind dargestellt. Der Verlauf der Spannungskurven zeigt, daß bereits in einer Tiefe gleich der 2,5- bis 3,0fachen Plattenbreite die Spannung in der Plattenmitte nur noch einen kleinen Bruchteil der größten Fundamentspannung trägt und die durch sie hervorgerufene Bodenverdichtung praktisch $= 0$ ist. Man sieht aber auch, daß die größere Last der großen Platte in erheblich größere Tiefen herabreicht und daher bei gleicher spezifischer Belastung größere Setzungen hervorrufen muß als die Last der kleinen Platte. Man wird aus dem Setzen einer kleineren Platte nur bei gleichmäßigem Baugrund Schlüsse auf das Setzen einer großen Platte ziehen können. Ist der Baugrund wie in den

meisten Fällen ungleichmäßig, so können die Setzungen der großen Platte durch tiefer liegende nachgiebige Schichten beeinflußt werden, die von den Druckwirkungen der kleinen Platte gar nicht erreicht werden. Es wird daher im allgemeinen nicht möglich sein, aus dem Setzen einer kleinen Platte Schlüsse auf das Setzen großer Bauwerke zu ziehen. Werden nebeneinanderliegende Pfeilerlasten durch einzelne starre Platten auf den Baugrund übertragen, so ist zu beachten, daß bei Überschneidungen der Tragkörper im Boden sich die Spannungen und damit auch die Setzungen durch Überlagerung addieren.

Sind die Fundamente nicht starr, sondern elastisch, so richtet sich die Verteilung der Fundamentpressung wesentlich nach der Verformung des Fundamentes. Es liegen aus der letzten Zeit eine ganze Anzahl von Untersuchungen^{20e bis 20g)} vor, die sich mit der Beanspruchung von Platten und Trägern auf elastischer Unterlage befassen. Alle diese Untersuchungen setzen eine konstante Bodenziffer voraus, d. h. das Verhältnis Bodenpressung durch Einsenkungstiefe soll für alle Punkte der Fundamentfläche dasselbe sein. In der Tat besteht bei starren Platten und dicht gelagertem Boden ein solches konstantes Verhältnis zwischen der mittleren spez. Bodenpressung und dem Setzen der Platte, solange die Bodenverformungen bei kleinen Pressungen im elastisch-plastischen Bereich verbleiben, also kein seitliches Ausweichen des Bodens stattfindet. Das Eintreten solcher seitlichen Bodenbewegungen zeigt sich durch starkes Absinken der belasteten Platte.

Es ist schwierig, die Bodenziffer für die Fundamente einigermaßen richtig zu bestimmen. Sie hängt von der Größe der Platte, der Verdichtungsmöglichkeit des Bodens, der Bodenart, dem Wassergehalt des Bodens, seinem Gewicht usw. ab. Versuche mit kleinen Platten ergaben meist viel zu große Werte für die Bodenziffer. Zweckmäßig werden die Fundamentpressungen und Einsenkungen bei Bauwerken gemessen und gleichzeitig die Verdichtungen in verschiedenen Tiefen des Untergrundes durch Bodenpegel^{20h)} festgestellt. Aus den verschiedenen Schichten des Untergrundes würden Proben möglichst im ungestörten Zustande zu entnehmen und ihre bodenphysikalischen Werte festzustellen sein. Auch die Höhe des Grundwasserstandes wäre zu bestimmen. Nur durch solches systematisches Vorgehen wird es möglich sein, brauchbare Unterlagen für die Fundamentberechnung zu gewinnen. Es ist besonders bei Sandböden im Bereiche des Grundwassers

^{20e)} Keiichi Hayash: Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau. Berlin 1921.

^{20f)} Schleicher u. Sanden: Zur Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage. Beton u. Eisen 1926, S. 83.

^{20g)} Nemenyi: Tragwerke auf elastisch nachgiebiger Unterlage. Z. f. ang. Math. u. Mech. 1931, Bd. 11, Heft 6.

^{20h)} Terzaghi, Bautechnik 1930, Heft 34.

sehr schwierig, Bodenproben in unberührtem Zustande zu entnehmen und ihre Porenziffer und Verdichtungsmöglichkeit festzustellen. Man kann aber einen Vergleich der Nachgiebigkeit der einzelnen Bodenschichten untereinander in einfacher Weise dadurch erhalten, daß man in den Bohrlöchern die angetroffenen Schichten mit Stempeln belastet und deren Einsinken bei bestimmten Belastungen mißt. Es ist das zwar ein etwas rohes Verfahren, aber es gibt immerhin einen weit besseren Einblick in die Tragfähigkeit des Baugrundes und das Maß der zu erwartenden Setzungen als das übliche gefühlsmäßige Einschätzen der zulässigen Beanspruchung des Baugrundes. Man muß sich aber darüber klar sein, daß die bei den Stempelbelastungen beobachteten Setzungen nur relative Werte darstellen, aus denen das Setzen des Bauwerkes nicht errechnet werden kann.

Es soll im folgenden versucht werden, die Tragfähigkeit des Baugrundes bei Flachgründungen und bei senkrechter Last für den Grenzzustand des Gleichgewichts (seitliches Ausweichen des Bodens) unter gewisser, näherungsweise Annahme durch Rechnung zu bestimmen. Wir gehen dabei in ähnlicher Weise vor wie bei der praktischen Bestimmung des „aktiven“ und „passiven“ Erddruckes, indem wir für irgendwelche beliebig angenommene Gleitflächen die Bewegungen und die dabei auftretenden Kräfte untersuchen und uns dann die ungünstigsten Gleitflächen herausuchen, bei denen die widerstehenden, die Bewegung hindernden Kräfte am kleinsten ausfallen. Selbstverständlich ist der Vorgang nicht so einfach, wie die sogenannte zulässige Beanspruchung des Baugrundes es glauben lassen könnte, daß den senkrechten Lasten etwa wie bei der Belastung eines Stabes eine senkrechte Spannung bis zum Bruch des Materials Widerstand leistet. Bei Überschreitung der Tragfähigkeit geht das Material nicht zu Bruch, weil es schon aus losen Massen besteht, sondern es wird nur seitwärts hochgedrückt. Die widerstehenden Kräfte, welche die Bewegung hindern, sind von der gleichen Natur wie beim (aktiven und besonders beim) passiven Erddruck, nämlich die mit der Normalspannung zunehmende Reibung in der Erde und die Haftfestigkeit, (Kohäsion). Wir haben es bei der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes eigentlich mit einem Sonderfall des passiven Erddruckes zu tun (mit wagerechter Anker- oder Stützwand und senkrechter Krafrichtung), bei dem aber die üblichen (Näherungs-) Rechnungsmethoden nicht mehr anwendbar sind.

1. Untersuchung bei Zugrundelegung ebener Gleitflächen.

Zur Vereinfachung wird die Aufgabe hier zweidimensional angefaßt, d. h., es wird angenommen, daß das belastende Bauwerk im Verhältnis zur Breite besonders lang ist, so daß der Einfluß der Schalseiten gering ist. Solche Bauwerke sind in der Praxis auch vorherrschend. Bei Einzelpfeilern würde die Aufgabe räumlich angefaßt werden müssen.

kraft Q (bezw. Q_1, Q_2 usw.) zu bestimmen und weiter für die gleichen Wandneigungen FJ usw. den passiven Erddruck $E_p = \lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ zu ermitteln.

Der absolut kleinste Wert $E_p - Q$ gibt uns die ungünstigste Neigung der Gleitfläche an, welche der Standsicherheitsberechnung zugrunde zu legen ist. Leider wird die praktische Durchführung der Rechnung dadurch etwas erschwert, daß wir mit dem passiven Erddruck in das Gebiet kommen, wo die Annahme ebener Gleitflächen nach der Coulombschen Methode schon recht erhebliche Abweichung von der Wirklichkeit gibt, und wir können λ_p der Gleichung $E_p = \lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ nicht mehr aus den nach der Coulombschen Methode errechneten Erddrucktabellen entnehmen (auch nicht mehr näherungsweise, sobald λ_p sich in den Tabellen größer als 10 ergibt). Wir müssen krumme Gleitflächen für den hochgedrückten Erdkeil zugrunde legen, wie es in der Abb. 82a schon angedeutet ist.

Näherungsweise können wir die Untersuchung des zugehörigen passiven Erddruckes E_p (bezw. E_{p1}, E_{p2} usw.) mit Hilfe kreisförmiger Gleitflächen durchführen, wie oben in Abschnitt II E, S. 108 angegeben ist. Allerdings erfordert die Bestimmung des (kleinsten) „passiven“ Erddruckes für jede Gleitflächenneigung einen gewissen Zeitaufwand, da Erddrucktabellen für kreisförmige Gleitflächen noch nicht zusammengestellt sind.

Untersuchung bei Zugrundelegung krummer (kreisförmiger) Gleitflächen unter dem Bauwerk.

Etwas einfacher gestaltet sich die Untersuchung, wenn wir kreisförmige Gleitflächen unter dem Bauwerke annehmen, wie es in Abb. 83a dargestellt ist. Diese Annahme entspricht auch mehr der Beobachtung der Bewegung der Erdteilchen in der Wirklichkeit. Allerdings müssen wir auch hier mehrere unbewiesene Annahmen machen, wenn wir zum Ziel kommen wollen. In der Abb. 83a ist um einen beliebigen Punkt C in Verlängerung der Bauwerksohle ein Kreis, ausgehend von der Bauwerkmitte O mit dem Halbmesser R geschlagen, nach dem wir die Gleitfläche gekrümmt annehmen wollen. Wir machen weiter von der Erkenntnis Gebrauch, daß in größerer Entfernung von dem Bauwerk die Gleitfläche wahrscheinlich in eine Ebene übergehen muß, deren Neigung ϑ gegen die Horizontale wir kennen. Sie beträgt beispielsweise für horizontale Hinterfüllung $\text{ctg } \vartheta = \text{rd. } 1,83$ (s. Erddrucktabelle 104 für $\delta = 0$ und $\rho = 32,5^\circ$, vergl. auch Tabelle 7 u. 8). Legen wir nun an den Kreis mit dem Halbmesser R eine Tangente JN unter dem Winkel ϑ (hier $= 28^\circ 45'$) gegen die Horizontale, so ist der auf die durch J gehende senkrechte Fläche JF wirkende passive Erddruck E_p mit der Oberfläche FN gleichgerichtet (Rankinescher Sonderfall).

Bisher sind die Annahmen, welche wir gemacht haben, vertretbar und wenig anfechtbar. Wir haben lediglich die nachweislich vorhandene starke Krümmung der Gleitfläche unterhalb der Bauwerksohle näherungsweise durch

einen Kreisbogen ersetzt, während in Wirklichkeit die Krümmung allmählich in die Gerade übergehen wird.

Wir behandeln wie oben wegen der Symmetrie nur die Hälfte des Bauwerkes. Dann wirken auf die rechte Bauwerkshälfte und den oberhalb der kreisförmigen Gleitfläche abgeschnittenen Erdteil $OJFEB$ links der Senkrechten JF folgende Kräfte: Die halbe Bauwerklast $\frac{P}{2}$, die wegen der Symmetrie horizontale Kraft H in der Bauwerksohle senkrecht zur Mittellinie OM , das Gewicht G des Erdteils $OJFEB$ selbst, der Widerstand Q der Gleitfläche OJ und der Erdwiderstand E auf die senkrechte Fläche JF .

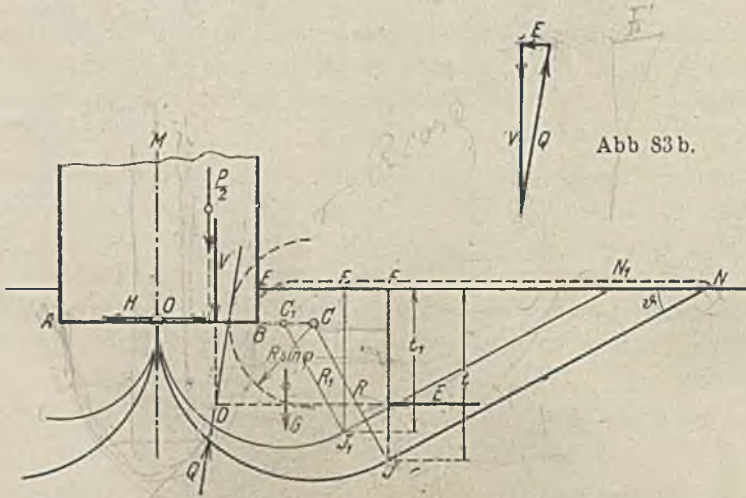


Abb. 83a.

Widerstand des Baugrundes gegen senkrechte Kräfte bei krummen Gleitflächen.

Von diesen fünf Kräften sind die Gewichte $\frac{P}{2}$ und G der Größe, Richtung und Lage nach bekannt, H und E sind der Richtung und Lage nach bekannt, während der Widerstand Q der Gleitfläche nach Größe, Richtung und Lage unbekannt ist. Die Mittelkraft des passiven Erddruckes E greift in diesem Falle im unteren Drittpunkt der Fläche JF an.

Die Größe von H scheint nach ausgeführten (sehr rohen) Versuchen nur gering zu sein; außerdem wirkt die Kraft H günstig auf die Standicherheit des Bauwerkes, weil sie den passiven Erdwiderstand E_p der Fläche JF unterstützt. Die Richtung des Widerstandes jedes sehr kleinen Flächenteils der Gleitfläche OJ kennen wir, weil der Widerstand der Gleitfläche an jeder Stelle um den Reibungswinkel ϱ gegen die Flächennormale geneigt sein muß und daher den mit $R \cdot \sin \varrho$ um C geschlagenen Kreis tangieren muß; wir kennen nur nicht die Verteilung des Widerstandes über die Gleitfläche OJ und können sie nicht zur Mittelkraft Q zusammensetzen. Nehmen wir nun wieder (wie oben S.106) näherungsweise an, daß auch die

Mittelkraft Q den mit $R \sin \varrho$ um C geschlagenen Kreis tangiert, dann können wir die Lage und Richtung von Q sowie die Größe von Q und E_p ermitteln. Diese letztere Annahme ist wieder ungünstig, weil in Wirklichkeit, wie oben nachgewiesen ist, die Mittelkraft Q weiter als $R \cdot \sin \varrho$ vom Mittelpunkt C entfernt liegt und daher steiler verläuft, als hier ermittelt ist.

Der weitere Rechnungsgang ist einfach. Wir setzen die Gewichte $\frac{P}{2}$ und G zur Mittelkraft V zusammen. Diese schneidet die durch den unteren Drittpunkt von JF gehende horizontale Erddruckkraft E im Punkt D . Durch diesen Punkt D muß auch die Mittelkraft Q des Gleitflächenwiderstandes gehen und da sie nach der Annahme den Kreis $R \cdot \sin \varrho$ tangiert, so ist damit ihre Lage und Richtung bestimmt. Die Größe von Q und E findet man durch Zusammensetzen im Krafteck (s. Abb. 83b).

In der gleichen Weise können wir für verschiedene Halbmesser R (bezw. R_1 usw.) die für die Standsicherheit notwendigen Erdwiderstände E (bezw. E_1 usw.) ohne große Schwierigkeit ermitteln. Der größtmögliche Erdwiderstand in der Fläche JF (bezw. $J_1 E_1$ usw.), das ist der passive Erddruck, ist durch die Gleichung $E_p = \lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ gegeben und λ_p ist für einen bestimmten Reibungswinkel ϱ (für $\delta = 0$) aus den Erddrucktabellen (Tabelle 102) zu entnehmen.

Tragen wir nun die ermittelten Werte E und $\lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ für verschiedene Halbmesser R der Gleitfläche (und für die zugehörigen Tiefen t des Punktes J bzw. J_1 usw.) auf (s. Abb. 83c), so gewinnen wir einen recht guten Einblick in die Standsicherheit des Bauwerkes. Der geringste senkrechte Abstand der beiden Linien, der E -Linie und der $\lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ -Linie, gibt uns die un-

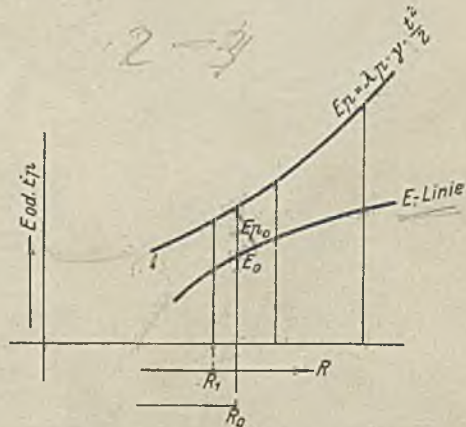


Abb. 83c. Ermittlung der ungünstigsten kreisförmigen Gleitfläche.

günstigste Gleitfläche mit dem Halbmesser R_0 an, die für die Standsicherheit des Bauwerkes als maßgebend anzusehen ist. Das Verhältnis von $\frac{E_{p0}}{E_a}$ an dieser Stelle können wir als Sicherheitsgrad η ansehen. Schneiden sich beide Linien, so ist η kleiner als 1 und das Bauwerk ist nicht standsicher.

Diese letztere Art und Weise der Untersuchung der Standsicherheit von Flachgründungen mit Hilfe kreisförmig angenommener Gleitflächen unterhalb des Bauwerkes ist einfacher als die zuerst angegebene Behandlungsweise mit ebenen Gleitflächen und daher dieser vorzuziehen, weil wir zur

Bestimmung des passiven Erddruckes $E_p = \lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2}$ die Coulombsche Methode anwenden dürfen und die Erddrucktabellen benutzen können, während bei der ersteren Behandlung die Bestimmung des passiven Erddruckes nach Coulomb und die Entnahme der Widerstandswerte λ_p aus den nach dieser Methode aufgestellten Erddrucktabellen nicht mehr zulässig ist. Außerdem stimmt der allgemeine Verlauf der Gleitflächen in der Wirklichkeit recht gut mit den Annahmen dieser letzteren Untersuchung überein (s. Abb. 144 u. 145 unter Abschnitt VIII).

Vom rein wissenschaftlichen Standpunkte wird man gegen die Genauigkeit der Untersuchung einwenden können, daß der Ersatz der unbekanntenen Krümmung der Gleitflächen durch Kreisbögen, die Annahme der Neigung der Mittelkraft des Widerstandes der krummen Gleitflächen unter dem $\sphericalangle e$ gegen den Halbmesser und die Annahme der Horizontalkraft $H = 0$ wahrscheinlich sich nicht genau mit der Wirklichkeit deckt. Trotzdem ist diese Untersuchung praktisch gut brauchbar, weil die Annahmen größtenteils ungünstig sind; sie ist jedenfalls unendlich viel besser als die einfache Annahme einer zulässigen Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit ohne Rücksicht auf die Breite des Fundamentes und auf die Tiefe der Gründung.

2a) Einseitiges Abgleiten des Bauwerkes — Labiler Zustand.

Sehen wir uns aber die Abb. 144 u. 145 etwas genauer an, so müssen wir zugestehen, daß die Sandbewegung unter dem Fundamente in Wirklichkeit mehr dem Rechnungsgange der Abb. 82a ähnelt. Unter dem Fundamente wird eine keilförmige Bodenmasse von der Breite des Fundamentes und etwas geringerer Höhe senkrecht mit nach unten genommen. Die Gleitflächen teilen sich erst an der Spitze des Keiles nach beiden Seiten. Nur dann, wenn die Horizontalkraft H künstlich (durch Teilung des Fundamentes und durch Rollenlagerung) zu Null gemacht ist (vergl. Abb. 147), teilen sich die beiderseitigen Gleitflächen bereits unmittelbar unter dem Fundamente.

Daraus scheint hervorzugehen, daß die Horizontalkraft H doch für die Standsicherheit von größerer Bedeutung ist und daß die Annahme $H = 0$ in Wirklichkeit zu ungünstig ist. Einen weiteren Fingerzeig für die Berechnung gibt uns die Abb. 146 in Verbindung mit 144 u. 145. Wir erkennen aus allen drei Abbildungen die Neigung zum einseitigen Abgleiten. Auch in den Abb. 144 u. 145 ist das Überwiegen der einseitigen Bewegung (in 144 nach rechts, in 145 nach links) deutlich erkennbar.

Diesen Beobachtungen werden wir gerecht, wenn wir den Kreisbogen nicht von der Mitte des Fundamentes, sondern von der gegenüberliegenden Kante ausgehen lassen, wie es in Abb. 84 geschehen ist. Im Übrigen ist der Gedankengang der Rechnung der gleiche wie im vorigen Abschnitt 2.

Betrachten wir zuerst das einseitige Abgleiten nach rechts. Um die Kante B ist mit dem Halbmesser R (gleich der Fundamentbreite) ein Kreis AJL durch die andere Kante A geschlagen, der in L in die Gleitfläche LN des Rankineschen Sonderfalles tangierend einläuft.

Es müssen dann kurz vor dem Bruch folgende Kräfte im Gleichgewicht sein: Das Gewicht des Bauwerkes P und das Gewicht G der Erdmasse $ABEFLJA$ (beide nach Lage, Richtung und Größe bekannt), der passive Erddruck E (nach Lage und Richtung für den Rankineschen Sonderfall bekannt) und der Widerstand Q der krummen Gleitfläche AJL (nach Lage, Richtung und Größe unbekannt). Setzen wir nun P und G zusammen zur Mittelkraft V und bringen V mit der Kraft E zum Schnitt in D , dann muß der unbekannte Gleitflächenwiderstand Q auch durch diesen Schnittpunkt D gehen. Nehmen wir weiter, wie oben mehrfach begründet ist, näherungsweise an, daß die Gleitflächenkraft Q im Augenblick des Nachgebens der Erde den mit $R \cdot \sin \varrho$ um den Kreismittelpunkt P geschlagenen Kreis berührt, dann ist die Lage und Richtung von Q damit festgelegt.

Die Größe von Q und die Größe E des Erddruckes finden wir dann durch Zerlegung der senkrechten Kräfte P (des Bauwerkes) und G (des Erdprismas $ABEFLJA$) nach der Richtung von Q und E (s. Abb. 84b). Ein Bruch wird erst eintreten, wenn der Erddruck E die Größe des passiven Erddruckes E_p (s. Erddrucktabelle 102 für $\delta = 0$) erreicht, und das Verhältnis $\frac{E_p}{E} = \eta$ können wir als Sicherheitsgrad ansehen.

Für praktische Aufgaben der Berechnung der Tragfähigkeit des Baugrundes bei Flachgründungen wird ein Sicherheitsgrad $\eta = 2 - 3$ empfohlen (je nach der Sicherheit der Unterlagen und der Bodenuntersuchung). Dagegen wird man bei der oben unter Abschnitt B_2 gegebenen Berechnungsweise wegen der durch die Horizontalkraft H gegebenen Sicherheit unbedenklich bis zu $\eta = 1$ gehen können.

In der Abb. 84a wird es auffallen, daß beide Seiten des Bauwerkes gleichwertig sind. Man kann die gleiche Konstruktion ebenso für die linke Seite durchführen, wie sie hier oben für die rechte Seite durchgeführt ist. Da nun bei Voraussetzung vollkommen gleichmäßigen Erdmaterials wissenschaftlich gar kein Unterschied zwischen den beiden Seiten ist, so müssen unmittelbar vor dem Nachgeben in einer Gleitfläche die Spannungen auf beiden Seiten symmetrisch die gleichen sein, und es muß gleichzeitig in den Gleitflächen $AJLN$ und BJL_1N_1 die größtmögliche Spannungsneigung ϱ erreicht werden. Wir würden also im letzten Augenblick vor dem Bruche und auch beim Nachgeben der Erde einen labilen Spannungszustand vor uns haben. Ein Abgleiten kann sowohl nach rechts wie nach links und schließlich auch beiderseits, bei senkrechter Bewegung des Bauwerkes erfolgen.

Im Falle des Abgleitens nach rechts würde die Fläche $AJLN$ die wirkliche Gleitfläche und die Fläche BJL_1N_1 eine Pseudogleitfläche (vergl. oben unter I C 3, S. 41) sein. Beim Abgleiten nach links ist die Fläche BJL_1N_1 die wirkliche Gleitfläche und $AJLN$ eine Pseudogleitfläche. Dieser zweite Fall ist in Abb. 84a u. 84b mit dem Gleitflächenwiderstand Q' auch dargestellt.

Und schließlich würden im Falle des annähernd senkrechten Einsinkens des Bauwerkes die Flächen NLJ und JL_1N_1 wirkliche Gleitflächen sein, während die Flächen AJ und BJ dann Pseudogleitflächen sind. In diesem Falle müssen, da die horizontalen Erddruckkräfte E einander gleich und entgegengesetzt sind, die senkrechten Lasten P (des Bauwerkes) und G_0 (des Erdprismas $ABEFLJL_1F_1E_1$) mit den Widerständen Q_0 und Q_0' der

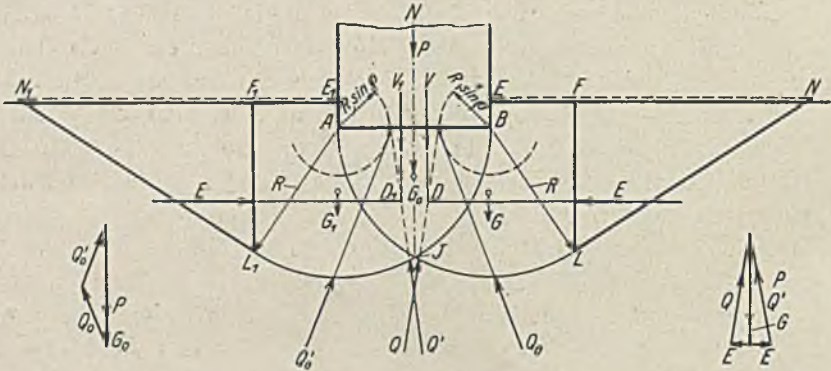


Abb. 84c.

Abb. 84a.

Abb. 84b.

Labiler Zustand des Widerstandes von Flachgründungen.

Gleitflächenstücke JL und JL_1 im Gleichgewichte seien, wie in Abb. 84c dargestellt ist. Wie die Schauversuche Abb. 144 bis 146 zeigen, kommen alle diese Fälle des einseitigen und beiderseitigen Nachgebens des Erdbodens auch in Wirklichkeit vor und es dürfte daher die hier unter 2a) zuletzt gegebene Berechnungsweise der Wirklichkeit am nächsten kommen.²¹⁾

ABSCHNITT IV.

A. Die Tragkraft der Rammpfähle und Spundwände und ihr Widerstand gegen Herausziehen.

Die Tragfähigkeit der gerammten Pfähle hängt von zwei Ursachen ab: erstens von der größeren Tragfähigkeit des Bodens unter der Pfahlspitze in größerer Tiefe und zweitens von dem Reibungswiderstande des umgebenden Erdbodens.

Die Vermehrung der Tragfähigkeit des Baugrundes mit zunehmender Tiefe hat für die gerammten Pfähle weniger Bedeutung, da dieser Wider-

²¹⁾ Hier sei noch besonders auf die Arbeit von Kurdjumoff in Zivilingenieur 1892, S. 292 u. f. hingewiesen. Es ist kaum verständlich, daß diese sehr guten Ausführungen trotz des Hinweises von Engeßer im Zentralblatt der Bauverwaltung 1893, S. 306 so wenig Beachtung gefunden haben, daß man noch heute mit baupolizeilich festgesetzten zulässigen Baugrundpressungen rechnet.

stand nur einen verhältnismäßig kleinen Teil der gesamten Tragkraft des Pfahles ausmacht. Da aber hierin ein grundsätzlicher Unterschied zwischen der Tragkraft und dem Widerstand gegen Ausziehen der Pfähle liegt, und außerdem über die zulässige Beanspruchung des Baugrundes in größeren Tiefen die Meinungen und Vorschriften auseinander gehen, so soll hier etwas näher auf diesen Punkt eingegangen werden.

Würde man nach der meist üblichen Rechnungsweise die Tragfähigkeit des Baugrundes unabhängig von der Tiefe, in welcher er angetroffen wird, allein nach der Bodenart annehmen, so würde man zu dem sehr unwahrscheinlichen Schlusse gelangen, daß die Sicherheit eines Bauwerkes allgemein mit größerer Gründungstiefe abnehmen wird. Bei wechselnden Bodenschichten sind ja allerdings Fälle denkbar, in denen bei größerer Gründungstiefe weicherer, weniger tragfähiger Boden angetroffen wird.

Bei gleichmäßigem Boden dürfte aber doch wohl der größeren Gründungstiefe eine größere Tragfähigkeit entsprechen. Wir dürfen daher den Bodenwiderstand nicht mit der üblichen Materialfestigkeit gleichsetzen, welche mit der Zerstörung des Zusammenhaftens der einzelnen Teile ihr Ende erreicht; denn ein solches Zusammenhaften findet zwischen den Erdteilen im Boden wenig oder gar nicht statt. Wir müssen vielmehr den Erdboden (soweit er nicht aus festem Gestein besteht) als eine einer Flüssigkeit ähnliche Masse ansehen, deren Teile sich ohne Materialzerstörung gegeneinander verschieben lassen, dabei aber zum Unterschied von der Flüssigkeit dieser Verschiebung einen vom Druck und von der Haftfestigkeit abhängigen Widerstand entgegensetzen. Diese Anschauung liegt auch den ganzen oben gegebenen Ausführungen über den aktiven und passiven Erd-
druck zugrunde

Denken wir uns nun einen Körper (Abb. 85) mit einer durch die Linie BC dargestellten Endfläche durch irgend eine Kraft in den Boden getrieben, so wird in den Seitenwandungen LB und MC Reibung auftreten; von dieser Reibung sei hier vorläufig abgesehen, da sie weiter unten gesondert behandelt werden soll. Sodann wird der Erdboden sich unterhalb BC in der Nähe des Körpers je nach der Größe seiner Elastizität zusammendrücken, soweit, wie es der Gesamtkraft P entspricht. Alsdann würde der Körper zu sinken aufhören, wenn nicht die einzelnen Teilchen des Bodens sich gegeneinander verschieben und seitlich ausweichen würden. Das Eindringen des Körpers in den Erdboden bedingt also ein seitliches Verschieben der unter der Körperfläche BC befindlichen und durch den Körper verdrängten Bodenmasse. Das Eindringen des Körpers und das Seitwärtsdrängen des Bodens wird in der Weise vor sich gehen, daß in irgend einer Linie, z. B. BDC (der Abb. 85a), der Reibungswinkel überschritten wird, und nun an dieser (durch die Linie BDC dargestellten) Fläche der unterhalb befindliche Boden auf DB und DC abgleitend nach den Seiten gedrängt wird, während die innerhalb BDC befindliche Masse mitgenommen wird und als Keil wirkt. Eine genaue Festlegung dieser irgendwie gekrümmten Gleitfläche ist nicht möglich. Zur näherungsweisen Berechnung wollen wir

dieselbe geradlinig nach den Linien BD' und CD' annehmen. Im übrigen vgl. hierzu die Ausführungen des vorigen Abschnittes B 1) bis 2a).

Wenn nun gegen die seitliche Verschiebung der Erde ein spezifischer Widerstand e besteht, so wirkt auf die ganze Höhe h eine Seitenkraft $E = e \cdot h = \frac{e \cdot b}{2 \operatorname{tg} \alpha}$, wenn α der halbe Spitzenwinkel ist. Da der Gegendruck Q an den schrägen Erdfächen $D'B$ und $D'C$ nach der Voraussetzung unter dem

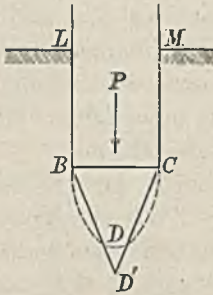


Abb. 85a.

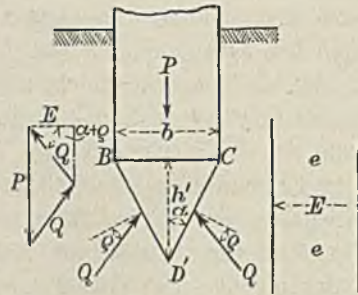


Abb. 85b.

Widerstand der Pfahlspitze im Boden.

Reibungswinkel ϱ gegen die Flächennormale geneigt ist, so würde der Seitenwiderstand e eine Last P tragen können $= 2 Q \cdot \sin(\alpha + \varrho) = 2 E \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varrho)$ (siehe Abb. 85b). Die Tragkraft würde also sein

$$P = e \cdot b \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho)}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

Hierin ist nur α unbekannt.

Für die Bestimmung von α haben wir die Bedingung, daß die Tragfähigkeit P der kleinste auftretende Wert ist; es muß also $\frac{dP}{d\alpha} = 0$ sein;

das ist der Fall für $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}$.²²⁾ Es ist dann nach Einsetzung dieses Wertes

$$P = eb \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)} \dots \dots \dots 67)$$

Der Wert

$$\frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right) = \lambda_p$$

²²⁾ Gleichzeitig erhalten wir also wieder das aus der Erfahrung bekannte Ergebnis, daß eine verhältnismäßig stumpfe Endigung des Pfahles $= \frac{\pi}{2} - \varrho$ für das Einrammen voraussichtlich das Günstigste ist.

beträgt für einen Reibungswinkel von Erde auf Erde (s. Tab. 103 für $\delta = 0$)

$\varrho = 25^\circ$	rd.	2,5
30°	"	3,0
35°	"	3,7
40°	"	4,6.

Über die Größe des seitlichen Erdwiderstandes wird man verschiedener Ansicht sein können. Eins ist aber nach den im Anfang gegebenen Erklärungen des Erddruckes jedenfalls ganz ohne Frage, daß er nämlich mindestens gleich und sehr wahrscheinlich noch erheblich größer als der natürliche Erddruck $e \geq \gamma_e \cdot h$ ist. Inwieweit er sich dem passiven Erddruck $= \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot h$ nähert oder vielleicht noch darüber hinausgeht, darüber wird man wohl schwerlich etwas Sicheres in Erfahrung bringen können. Immerhin gibt auch der niedrigste Wert $e = \gamma_e \cdot h$ bei einem Einheitsgewicht der Erde $\gamma_e = 1,8$ und einem natürlichen Böschungswinkel von $\varrho = 35$ bis 40° einen Zuwachs der Tragfähigkeit des Baugrundes nach der Tiefe von 0,65 bis 0,80 kg/cm² für jedes Meter Tiefe. Danach dürfte es gerechtfertigt sein, unter gleichen Bodenverhältnissen bei größerer Gründungstiefe entsprechend höhere Beanspruchung des Baugrundes zuzulassen.

Die weit verbreitete Ansicht, daß die Tragfähigkeit der Pfähle in der Hauptsache auf dem Spitzenwiderstande beruht und daß es daher genügt, nur die Pfahlspitze bis zu dem „tragfähigen“ Baugrunde vorzutreiben, ist nur haltbar, wenn dieser Baugrund erheblich widerstandsfähiger ist als die über ihm lagernden Bodenschichten. Selbst dann, wenn die geplanten Versuche in einzelnen Fällen eine erhebliche Größe des Spitzenwiderstandes ergeben sollten (mit der Wahrscheinlichkeit ist zu rechnen), ist es doch bedenklich, einen so hohen Spitzenwiderstand dauernd zugrunde zu legen. Der durch Probelastungen öfter festgestellte Unterschied zwischen der Tragkraft der Druck- und Zugpfähle hat noch einen anderen Grund als den Spitzenwiderstand. Man muß nämlich bedenken, daß der Druckpfahl die ganze umgebende Erde dauernd belastet und daher auch den vom Druck abhängigen Reibungswiderstand erhöht, während der Zugpfahl seine Umgebung entlastet. Man muß sich daher nicht wundern, wenn bei Probelastungen von Druckpfählen eine größere Tragkraft gefunden wird, als sie die Rechnung ergibt.

Die Tragkraft der Pfähle und in gleicher Weise ihr Widerstand gegen Herausziehen infolge der Reibung läßt sich nach dem bisher Gesagten schnell erledigen. Wenn keine ausbuchtenden Flächen an dem Umfange der Ramm-
pfähle vorhanden sind, dann kann man den Seitendruck mindestens gleich dem natürlichen Erddruck $= \gamma_e \cdot h$ in jeder Tiefe h setzen. Auch wenn ausbuchtende Flächen vorhanden sind (die sich beim weiteren Eindringen von der Erdumgebung wieder in ihren oberen Teilen ablösen), wird der mittlere Seitendruck kaum unter den obigen Wert heruntergehen, da an anderen Flächenteilen der Pfahlaufsenfläche die Pressung des natürlichen Erddruckes voraussichtlich überschritten sein wird. Von diesem leicht zu errechnenden gesamten Seitendruck auf die Mantelfläche des Pfahles $= U(\text{Umfang}) \gamma_e \cdot \frac{h^2}{2}$

(bezw. $U \cdot \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot \frac{h^2}{2}$) wird nun bei einem Reibungswinkel δ eine Kraft

$$U \cdot \gamma_e \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \delta \quad \left(\text{bezw. } U \cdot \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta \right)$$

in Richtung des Pfahles wirken. Bei einem Reibungswinkel zwischen Erde und Pfahl $\delta = 30$ bis 35° , $\gamma_e = 1,8 \text{ t/m}^3$, ($\lambda_p = 3^{1/3}$ [siehe Tabelle 102 des passiven Erddruckes für $\varrho = 30$ und 35° und $\delta = 0$]) ergeben sich danach Kräfte in Richtung des Pfahles

$$\text{für } \delta = 30^\circ \text{ von rd. } 1,05 U \cdot \frac{h^2}{2} \quad \left(\text{bezw. } 3,5 U \cdot \frac{h^2}{2} \right)$$

$$\text{für } \delta = 35^\circ \text{ von rd. } 1,25 U \cdot \frac{h^2}{2} \quad \left(\text{bezw. } 4,2 U \cdot \frac{h^2}{2} \right).$$

Das sind Kräfte, wie sie auch in Wirklichkeit auftreten. Man kann daher die Tragfähigkeit des geramnten Pfahles, um die Ergebnisse nochmal zusammenzufassen, gleichsetzen

$$P = \left\{ \overbrace{f \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right)}^{\text{I}} \gamma_e \cdot h + \overbrace{U \cdot \gamma_e \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \delta}^{\text{II}} \right\} (\text{event. } \lambda_p) \quad . \quad 68$$

wenn f der Pfahlquerschnitt, U sein Umfang, ϱ der Reibungswinkel zwischen Erde und Erde, δ derjenige zwischen Erde und Wandung ist.

Diese Rechnung gilt nur für den Fall, daß der Pfahl in Bodenschichten von möglichst ähnlicher Zusammenpreßbarkeit steht. Reicht z. B. eine Schar von Pfählen mit der Spitze in dichtgelagerten Sand und liegt über dem Sand eine leicht zusammenpreßbare Schicht, z. B. weicher Ton oder Torf, so können die über dieser Schicht lagernden Bodenarten durch die Mantelreibung nur einen solchen Betrag der Pfahllast aufnehmen, der erforderlich ist, um die weiche Schicht um ein Maß zusammenzupressen, das dem Eindringen der Spitze in den Sand und dem elastischen Zusammenpressen des unteren Pfahlteiles entspricht. Wird vor dem Rammen der Pfähle ein solches Gelände durch stärkere Sandschüttungen aufgehöhht und werden die Pfähle gerammt, bevor das Setzen des Bodens beendet ist, so hängt sich der Boden durch seine Reibung bei weiterem Setzen an den Pfählen auf und belastet sie. Das Rechnungsverfahren kann daher nicht allgemein angewendet werden. Es muß vielmehr von Fall zu Fall überlegt werden, wie die Kräfte sich zwischen Pfahl und Boden verteilen werden. Immerhin gibt die Rechnung in den Grenzen ihrer Anwendbarkeit einwandfreiere Werte als die vielfach ohne Berücksichtigung ihres wahrscheinlichen Gültigkeitsbereiches in Benutzung befindlichen Rammformeln.

Zur weiteren Erläuterung sei hier ein aus der Praxis entnommenes Beispiel einer solchen Tragfähigkeitsberechnung mitgeteilt, um daran die Einführung des natürlichen Erddruckes und die Berücksichtigung des an jeder Stelle verschiedenen Wasserdruckes zu zeigen. Das Beispiel ent-

Ergebnis der Bohrung.

Tiefe	Stärke	Boden	γ	Gewicht t	Pressung t/qm	Wasser- druck t/qm	Erddruck (6—7)
1	2	3	4	5	6	7	8
0					0		
3,25	3,25	Sandaufspülung . .	1,55	5,04	5,04	0	5,04
3,40	0,15	Sandaufspülung . .	1,78	0,27	5,31	0,15	5,16
4,2	0,8	brauner Ton	1,72	1,38	6,69	0,95	5,74
5,6	1,4	Torf	1,03	1,44	8,13	2,35	5,78
6,4	0,8	grauer Ton mit Torf	1,32	1,06	9,19	3,29	5,90
7,5	1,1	grauer Ton	1,75	1,93	11,12	4,58	6,54
7,7	0,2	Torf	1,15	0,23	11,35	4,78	6,57
8,3	0,6	grauer Ton	1,55	0,93	12,28	5,48	6,80
9,—	0,7	grauer Ton mit Torf	1,22	0,85	13,13	6,30	6,83
11,—	2,—	grauer Ton	1,88	3,76	16,89	8,65	8,24
13,—	2,—	grauer Ton	1,67	3,34	20,23	11,—	9,23
13,9	0,9	grauer Ton	1,59	1,43	21,66	12,06	9,60
14,4	0,5	Torf	1,22	0,61	22,27	12,56	9,71
15,—	0,6	grauer Ton	1,69	1,01	23,28	13,26	10,02
16,1	1,1	Schlamm sand . . .	1,99	2,19	25,47	14,36	11,11
16,9	0,8	grauer Ton	1,89	1,51	26,98	15,30	11,68
19,—	2,1	fein scharfer Sand .	2,07	4,35	31,33	17,40	13,93
		scharfer Sand . . .					
		Kies					

spricht wegen der zwischengelagerten weichen Torfschichten nicht den Bedingungen, unter welchen das Rechnungsverfahren angewendet werden kann. Es soll an ihm nur der Gang der Rechnung gezeigt werden.

Es handelte sich um einen großen Fabrikbau in einer Nordseemarsch auf einem Boden, der bis zu größerer Tiefe aus Klei und Moor bestand und um mehrere Meter durch Spülung mit feinem Sande aufgespült war. Die Bodenuntersuchung durch Bohrung hatte folgendes ergeben (vgl. Tabelle):

Das spezifische Gewicht ist nachträglich an den Bohrproben festgestellt. Der Wasserdruck in den einzelnen Schichten ist nicht gemessen, konnte auch im Ton überhaupt nicht gemessen werden; er ist geschätzt und zwar a) in der Nähe der Oberfläche nach dem Wasserstand in den Marschgräben = 3,25 m unter Oberfläche der Aufspülung. Dieser Wasserstand ist hydro-

statisch zunehmend bis zur Tiefe von 5,6 m angenommen; b) der Wasserdruck in dem Sand- und Kiesuntergrunde ist in Übereinstimmung mit dem mittleren Wasserspiegel der Nordsee = 1,6 m unter Erdoberfläche angenommen. Der Unterschied dieser Wasserspiegelhöhe von 3,25 - 1,6 = 1,65 m zwischen den Tiefen von 5,6 und 16,9 ist auf die zwischenliegenden Tonschichten hydraulisch gleichmäßig verteilt. Danach ergeben sich die in Spalte 7 angegebenen Wasserdruckhöhen, die von der Gesamtpressung abzuziehen sind, um den für die Schubkraft maßgebenden Erddruck in Spalte 8 zu erhalten, da der Wasserdruck selbst keine Schubkraft aufnehmen kann.

Die für diese Pressungen einzusetzenden Schubbeiwerte μ (Spalte 5 der Tragfähigkeitsberechnung) sind in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin durch Versuche mit den Bohrproben, und zwar unter Wasser, zwischen der Bodenart und einer Betonplatte festgestellt. Da der Schubwiderstand mit der Zeit, in der die Pressung wirkt, bis zu einem Höchstwerte zunimmt, und für die Untersuchung nur eine beschränkte Zeit zur Verfügung stand, so sind die μ -Werte eher zu niedrig als zu hoch ermittelt. Die Tragfähigkeitsberechnung ergibt dann folgende Werte (vergl. Tabelle auf nebenstehender Seite):

Demgegenüber ist der sicher vorhandene Spitzenwiderstand verhältnismäßig gering. Er ergibt sich nach Gl. 67 für eine natürliche Erdpressung in 19 m Tiefe = 13,93 t/m² und für ein ρ von rd. 33° (vergl. S.151)

zu 13,93 t · 0,13 m² · 3,5 = rd. 6,3 t

Dazu kommt noch der Wasserauftrieb = 0,13 · 17,4 = rd. 2,3 t

zus. 8,6 t.

Das ist aber nicht viel mehr als das Eigengewicht des Eisenbetonpfahles. Es ergibt sich also, daß nach den Bodenarten der Pfahl mit Sicherheit eine Last = rd. 110 t tragen kann.

Demgegenüber ergeben die üblichen Rammformeln folgende Tragfähigkeiten:

1. nach Brix:

$$P = \frac{h Q^2 q}{e \cdot (Q + q)^2} = \text{rd. } 300 \text{ t,}$$

darin ist P die Tragkraft des Pfahles

- Q das Gewicht des Rammbären = 3 t
- q das Pfahlgewicht = 6 t
- e die Eindringung des Pfahles bei jedem Schlage
der letzten Hitze (festgestellt) = 0,0013 m
- h die Fallhöhe des Bären = 0,6 m

2. nach Eytelwein:

$$P = \frac{Q^2 h}{(Q + q) e} = \text{rd. } 460 \text{ t}$$

und

3. nach Stern:

$$\frac{Q h}{(Q + q)^2} [Q q (1 + \eta)^2 + (Q + \eta q)^2] = (P - Q - q) e + \frac{1}{2} \frac{P^2 L}{FE}$$

Tragfähigkeitsberechnung.

Der Betonpfahl war 0,36/0,36 m stark mit einem Umfang = 1,44 m und einem Querschnitt = 0,13 m². Die Probepfähle waren 19 m tief eingerammt.

Tiefe	Stärke	Umfang	mittlerer Erddruck	Beiwert μ	Schubkraft 2. 3. 4. 5
1	2	3	4	5	6
0					
3,25	3,25	1,44	2,52	0,64	7,55
3,4	0,15	1,44	5,10	0,64	0,71
4,2	0,8	1,44	5,45	0,45	2,83
5,6	1,4	1,44	5,76	0,66	7,67
6,4	0,8	1,44	5,84	0,45	3,03
7,5	1,1	1,44	6,22	0,45	4,43
7,7	0,2	1,44	6,56	0,64	1,21
8,3	0,6	1,44	6,69	0,45	2,60
9,—	0,7	1,44	6,82	0,45	3,09
11,—	2,—	1,44	7,54	0,45	9,77
13,—	2,—	1,44	8,74	0,45	11,33
13,9	0,9	1,44	9,42	0,45	5,49
14,4	0,5	1,44	9,66	0,60	4,18
15,—	0,6	1,44	9,87	0,45	3,84
16,1	1,1	1,44	10,57	0,60	10,05
16,9	0,8	1,44	11,40	0,45	5,91
19,—	2,1	1,44	12,81	0,65	25,17

Summe: 108,86
rd. 109 t.

hierin ist weiter L die Pfahlänge = 19 m
 F der Pfahlquerschnitt = 0,13 m²
 E der Elastizitätsmodul = 143 000 kg/cm²
 und η ein Beiwert = rd. 0,25
 P rd. = 132 t.

Die Ergebnisse weichen sehr von einander ab und nur das letzte Ergebnis wird der Wirklichkeit nahekommen. Sicherer ist die Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle und zwar sowohl der Druckpfähle als auch der Zugpfähle nach sorgfältiger Untersuchung des Baugrundes mit gelegentlichen Probelastungen. Die sorgfältige Führung der Rammregister wird aber immerhin gut sein und ein Urteil über die Gleichartigkeit des Untergrundes ermöglichen.

Die im vorliegenden Falle ausgeführte Probelastung wurde bis 130 t durchgeführt, ohne daß ein wirkliches Nachgeben des Pfahles beobachtet wurde.

Eingespülte Pfähle können natürlich nicht sofort die aus den Bodenuntersuchungen ermittelte Tragkraft haben, sondern werden diese Tragfähigkeit wahrscheinlich erst allmählich und nach längerer Zeit erreichen.

Die gleiche Art der Berechnung nach Gl. 68 ist auch für andere Fälle anwendbar, in denen der Erdwiderstand und die Reibung die gleiche Rolle spielen, nur muß man sich in jedem einzelnen Falle darüber Klarheit verschaffen, welcher Erddruck (aktiver, natürlicher oder passiver) nach der Art der Herstellung des Bauwerks der wahrscheinlichste ist.

Bei Brunnengründungen beispielsweise wird der Widerstand, den die untere Querschnittsfläche im Boden findet, in gleicher Weise mit der Tiefe zunehmen und kann nach dem Teil I der Formel 68 geschätzt werden, in günstigen Fällen sogar unter Benutzung eines Wertes von λ_p (größer als 1).

Bei der Berechnung des Reibungswiderstandes darf aber der Wert λ_p nicht benutzt werden, da bei dem Absenken des Brunnens ein Zusammenpressen des seitlichen Bodens über das ursprüngliche (natürliche) Maß nicht stattfindet. Im Gegenteil dazu wird sogar bei der für ein leichtes Absenken meist gewählten Vergrößerung des äußeren Umfanges des Brunnenkranzes (gegenüber dem Brunnen) und infolge des stellenweisen Lösens der Erde unter den Schneiden ein Nachgeben des Druckes eintreten, so daß wir hier nur mit dem aktiven Erddruck zu rechnen haben, und zwar nicht, wie sonst, mit dem größten, sondern mit dem kleinsten wahrscheinlichen aktiven Erddruck. Die Formel würde also lauten:

$$P = f \cdot \underbrace{\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right) \gamma_e \cdot h}_{\text{I}} \text{ (event. } \lambda_p) + U \cdot \underbrace{\gamma_e \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \lambda_a \cdot \text{tg } \delta}_{\text{II}} \quad . \quad 69)$$

Von besonderer Wichtigkeit ist das Festhalten der eingerammten Bauteile im Boden bei Beton Gründungen zwischen Spundwänden unter dem Wasserspiegel. Bei der Ausführung dieser Gründungsart ist der gesamte Auftrieb des leeren Raumes der Baugrube einschließlich Spundwand und Betonkörper oft derartig groß, daß die Haltbarkeit der Bauanordnung sich nur dadurch erklären läßt, daß die Reibung des Erddruckes fast vollkommen ausgenutzt wird. Maßgebend für die Wahl der Größe des Erddruckes (aktiv, natürlich, passiv) ist wieder die Art der Herstellung der Bauteile bis zu dem Zustande, für den die Berechnung gelten soll.

In den meisten Fällen wird schon die vorhergehende Berechnung der Spundwand Aufschluß über die Art des Erddruckes geben.

Hier möge in dieser Beziehung auf die Abb. 113 hingewiesen werden, welche den Zustand darstellt, während dessen der Beton geschüttet wird.

Von außen ist vorwiegend nur aktiver Erd- (und Wasser-) druck wirksam. Rechts unterhalb der Sohle wirkt passiver Erdwiderstand. An diesem Zustande wird in den Grundzügen auch nichts geändert, wenn die Baugrube leergespült wird, da die Spundwand und die Steifen dem Drucke etwas nachgeben müssen. Für die Berechnung müssen wir den ungünstigsten Zustand zugrunde legen, welcher vorhanden ist, wenn der Beton als Balken (oder Platte) wirkt und keinen Stemmdruck auf die Spundwand und die Erde dahinter ausübt. Wir müssen dabei bedenken, daß der Wasserdruck keine Reibung ausübt, und mit dieser Einschränkung können wir nach Abzug des Wasserdruckes die in Abb. 113 gegebene Druckverteilung zur Berechnung benutzen. Der Widerstand gegen Hochtreiben ergibt sich dann für die Längeneinheit zu

$$P_{w.rd.} = (\gamma_e - \varepsilon \gamma) \lambda_a \cdot \frac{H_{bn}^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \delta + (\gamma_e - \varepsilon \gamma) \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \lambda_p \cdot \frac{H_{bi}^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \delta. \quad . \quad . \quad 70)$$

wenn H_{bn} und H_{bi} die äußere und innere Bodentiefe der Spundwandspitze und η der errechnete (oder verwandte) Sicherheitsgrad ist. Dieser Widerstand muß auf der ganzen Länge der Spundwand jedenfalls größer als der gesamte Auftrieb des Bauwerks sein. Wenn das nicht der Fall ist, dann muß man entweder die Rammtiefe BC größer wählen oder man muß die Spundwand um den Überschuß des Auftriebes über das Eigengewicht der Baustoffe und die Haltekraft der Spundwand (zur Sicherheit natürlich mehr) belasten.

Die zu Beginn des Abschnittes IV gebrachte Ermittlung des Spitzenwiderstandes bezieht sich auf die Wirkung der Spitze als Keil, wie sie etwa bei einer Spundwand auftritt. Es möge daher noch eine Ableitung des Spitzenwiderstandes gebracht werden, die die räumliche Gestalt der Spitze berücksichtigt. Der Pfahl habe kreisförmige Querschnitte (Abb. 85c). Es möge wie bei der Untersuchung der keilförmigen Spitze angenommen werden, daß gegen die seitliche Verschiebung der Erde ein spezifischer Widerstand e besteht, der für die Höhe der Pfahlspitze der Einfachheit halber unveränderlich gedacht ist. Der spezifische Gegen- druck q auf die Fläche der kegelförmigen Spitze weicht um den Reibungswinkel ϱ' von der Normalen ab. Seine Horizontalkomponente ist der seitliche Widerstand e , seine Vertikalkomponente ist $q_v = e \cdot \operatorname{tg} (\alpha + \varrho')$. Die Pfahlspitze kann demnach eine Last P tragen von der Größe

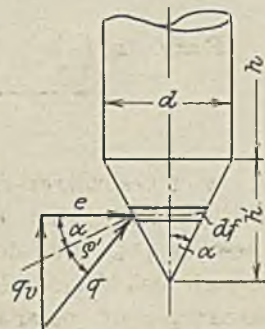


Abb. 85c.

$$\begin{aligned} P &= \int_0^h q_v \cdot d f \cdot \cos \alpha = e \cdot \operatorname{tg} (\alpha + \varrho') \cdot \cos \alpha \int_0^h d f \\ &= e \cdot \operatorname{tg} (\alpha + \varrho') \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\pi d^2}{4 \sin \alpha} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\operatorname{tg} (\alpha + \varrho')}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot e d^2. \end{aligned}$$

Setzt man nun entsprechend den früheren Ausführungen über die Größe des seitlichen Erdwiderstandes $e = \gamma_e \cdot h$, so wird

$$P = 0,785 \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho')}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \gamma_e \cdot h \cdot d^2 = c_s \gamma_e h d^2 \quad \dots \quad 69a)$$

Für einen üblichen Spitzenwinkel $\alpha = 18^\circ$ erhält man für veränderliche Werte ϱ' folgende Werte c_s :

$\operatorname{tg} \varrho'$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
c_s	1,21	1,36	1,51	1,67	1,84	2,02	2,18	2,37	2,56	2,78	2,99	3,20

Für den Pfahl mit quadratischem Querschnitt gelten ähnliche Beziehungen:

$$q_v = e \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varrho')$$

Nach Abb. 85d kann die Pfahlspitze eine Last aufnehmen:

$$P = 4 \int_0^{h'} q_v \cdot d f \cdot \cos \alpha = 4 e \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \varrho') \cdot \cos \alpha \int_0^{h'} d f,$$

oder aufgelöst und für e den Wert $\gamma_e \cdot h$ eingesetzt:

$$P = \frac{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho')}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot d^2 \gamma_e \cdot h = c_s d^2 \cdot \gamma_e \cdot h \quad 69b)$$

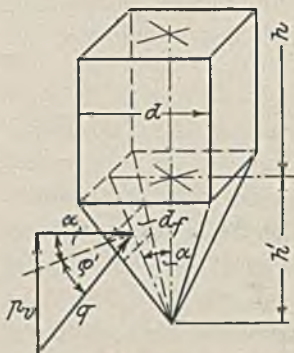


Abb. 85d.

Für Winkel $\alpha = 18^\circ$ und für verschiedene Werte ϱ erhält man die folgenden Werte c_s :

$\operatorname{tg} \varrho'$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
c_s	1,54	1,73	1,93	2,13	2,35	2,58	2,78	3,02	3,26	3,54	3,81	4,08

Setzt man $e = \gamma_e \cdot h$, so geht man sehr sicher. Wie bereits gesagt, werden wahrscheinlich die durch die Bodenverdichtung beim Rammen hervorgerufenen Pressungen am Pfahlmantel und an der Spitze erheblich größer als der natürliche Erddruck sein und e wird sich dem Werte $\gamma_e \cdot h \cdot \lambda_p$ nähern^{22a)}.

Es möge noch kurz auf die Rammformeln eingegangen werden. Das übliche Verfahren, nach welchem man mit Hilfe der Rammformeln aus der im Mittel der letzten Hitze an einem Pfahl geleisteten Rammarbeit auf die dynamische Widerstandskraft und damit auf die Tragkraft des Pfahles schließt, könnte den Vorteil haben, daß man bei gewissenhafter Beaufsichtigung der Rammarbeiten aus den Rammerngebnissen für jeden Pfahl gleich die Unterlagen für die Beurteilung seiner Tragfähigkeit erhält. Es fragt sich nur, ob und innerhalb welcher Grenzen die Rammformeln einigermaßen brauchbare Werte liefern. Im folgenden ist versucht worden, aus der Anwendung einiger der üblichen Rammformeln auf Belastungsversuche, die mit gerammten Pfählen angestellt wurden, einige Schlüsse auf den Gültigkeitsbereich der Formeln zu ziehen. Die Untersuchung ist zwar noch nicht abgeschlossen, doch läßt sich aus den Ergebnissen immerhin einiges ersehen.

^{22a)} Auf die eingehenden Untersuchungen von Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, 1925, S. 263 ff., zu deren auszugsweiser Wiedergabe im Rahmen der vorliegenden Auflage leider der Raum fehlt, sei hier verwiesen.

Für die Untersuchung wurden die drei schon erwähnten Rammformeln benutzt, die mit 1 bis 3 bezeichnet werden. Als vierte wurde die Rammformel von Sprenger hinzugenommen, die bei den Bodenverhältnissen in Rotterdam^{22b)} gute Ergebnisse erzielt hat.

Sie lautet mit den Bezeichnungen der Formeln 1 bis 3:

$$4) \frac{Q \cdot h}{C} = P \cdot e + \frac{P^2 \cdot l}{E \cdot F}$$

Hierin ist

$$C = \frac{(Q + q)^2}{Q \cdot q (1 + m)^2} \text{ für } Q < m \cdot q,$$

$$C = \frac{Q + q}{Q + m^2 \cdot q} \text{ für } Q > m \cdot q.$$

Die Stoßziffer m kann gewählt werden

bei Betonpfählen $m = 0,3$

bei Holzpfehlen $m = 0,5$.

E wird in Rotterdam gewählt:

bei Betonpfählen $E = 2 \cdot 47\,000 + 56\,000 e - 226\,000 e^2 \text{ kg/cm}^2$

(e wird hier in cm eingesetzt),

bei Holzpfehlen $E = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Die Formel ist im folgenden mit 4 (Sprenger) bezeichnet.

Von Pfahlbelastungsversuchen wurden die folgenden drei gewählt:

- I. Die Pfahlbelastung auf dem Gelände der Augen- und Frauenklinik in Berlin^{22c)},
- II. Die Belastung eines Pfahles in Rotterdam, für den die Bodenverhältnisse und Rammergebnisse bereits zu Beginn dieses Abschnittes mitgeteilt wurden. Die Versuche wurden in der holländischen Zeitschrift *De Ingenieur* mitgeteilt^{22d)},
- III. Pfahlbelastungsversuche in der Oder bei Schwedt (Pfahl 30)^{22e)}.

Die Bodenverhältnisse sind in den unten angegebenen Veröffentlichungen mitgeteilt. Pfahl I und II standen mit ihrer Spitze im Sande. Darüber lagen nachgiebige Schichten von Moor bzw. Klei. Pfahl III stand auf verhältnismäßig geringer Länge ganz im Sande des Flußbettes. Die Pfahl- und Rammwerte sowie die Tragkräfte für die drei Pfähle sind die folgenden:

Pfahl	Pfahlmaterial	Querschnittform	l m	F m ²	E t m ²	q t	Q t	h m	e m	P t
I	Beton	40 cm ϕ	17,3	0,126	2 100 000 (3)	4,8	1,15	1,1	0,0027	73
II	Beton	36 \times 36	19,0	0,13	2 500 000 (4)	6,0	3,0	0,6	0,0013	143
III	Holz	40 cm ϕ	18,0	0,126	1 400 000 (3) 2 000 000 (4)	1,8	1,1	2,0	0,025	50

^{22b)} Sprenger: Eenige beschouwingen over de dragkracht von heipalen. *De Ingenieur* Nr. 12, 1931, S. B. 79.

^{22c)} Hansen: Gründung der Neubauten für die Augen- und Frauenklinik der Berliner Universität. *Ztrbl. d. Bauv.* 1931, Nr. 4, S. 583.

^{22d)} Brinkmann: *De Ingenieur* 1927.

^{22e)} Freund: Probelastung hölzerner Rammfähle. *Ztrbl. d. Bauv.* 1929, S. 218.

Es sind nun für die Belastungsversuche I und II nach den Rammformeln 1 bis 4 die Tragkräfte P bei im geringen Bereich veränderlichen Werten Q ausgerechnet und in Abb. 85e dargestellt. Man sieht, daß im Bereich $Q = 1$ t die Formeln gut zusammenliegende Werte liefern und daß für Werte $Q >$ etwa 1,3 t die errechneten Tragkräfte anfangen, erheblich voneinander abzuweichen; bei $Q = 3,0$ t

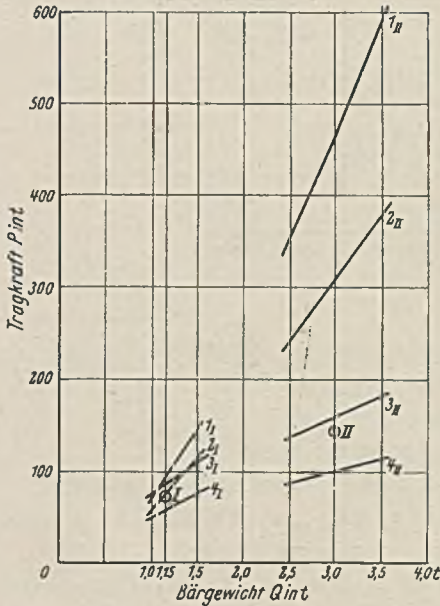


Abb. 85e.

liegen sie so weit auseinander, daß man ihre Verwendbarkeit mit Recht in Frage stellen kann. In Abb. 85f sind in gleicher Weise die Beziehungen zwischen P und e dargestellt. Man sieht, daß bei kleinen Einsenkungstiefen die Formeln 1 und 2 wegen der hyperbolischen Beziehung zwischen P und e unter Umständen viel zu große Werte liefern. Für den Fall I liefert zwar die Brixsche Formel den genauen Wert, aber bei dem steilen Verlauf der Kurve bewirken geringe Änderungen von e , die schon im Bereich der Meßgenauigkeit liegen, erhebliche Schwankungen der errechneten Tragkraft P . Die Formeln 3 und 4 ergeben einen viel gleichmäßigeren Kurvenverlauf. Das gilt besonders für große Bärgewichte. Bei größeren Werten von e (Fall III) sind die Abweichungen der Rechnungsergebnisse gleichfalls beträchtlich. Am günstigsten scheint in diesem Bereich die Anwendung der Formel 4 zu sein.

Selbstverständlich genügen die drei untersuchten Fälle bei weitem nicht, um einen Einblick in den Geltungsbereich der Rammformeln zu erhalten. Man kann auf Grund der vorliegenden Untersuchungen nicht etwa sagen, daß eine dieser Formeln für einen bestimmten Bereich Gültigkeit habe. Die Holländer machen z. B. für die Formel 1 die Einschränkung, daß sie nur für Werte $e > 1$ cm anzuwenden ist. Mit den vorliegenden Untersuchungen würde das übereinstimmen. Zur Vertiefung unserer Kenntnisse auf diesem Gebiete ist es dringend erforderlich, daß bei allen größeren Rammarbeiten einige Pfahlbelastungen nach einem bestimmten Plane durchgeführt werden, wobei der Pfahluntergrund möglichst bis einige Meter unterhalb der Pfahlspitze sowie die Höhe des Grundwassers durch Bohrungen festzustellen wären. Für die Ausbildung statischer Untersuchungsverfahren wäre es dringend erwünscht, wenn die bodenphysikalischen Werte der hauptsächlichsten Schichten, z. B. Wassergehalt, Schubwiderstand, Wasserdurchlässigkeit, Kornzusammensetzung, bei Proben festgestellt werden, die im unberührten Zustande aus dem Untergrunde zu entnehmen sind.

Nach Brinkmann (vergl. Fußnote^{22d}) betrug die Tragkraft des Pfahles, dessen Tragfähigkeit zu Beginn des Abschnittes mit 116 t errechnet war, nach einem Belastungsversuch 143 t. Davon entfielen 103 t auf den Spitzenwiderstand (errechnet 6,3 t) und 40 t auf die Mantelreibung (errechnet 109 t). Diese erheblichen Unterschiede sind wahrscheinlich durch die Verhältnisse des

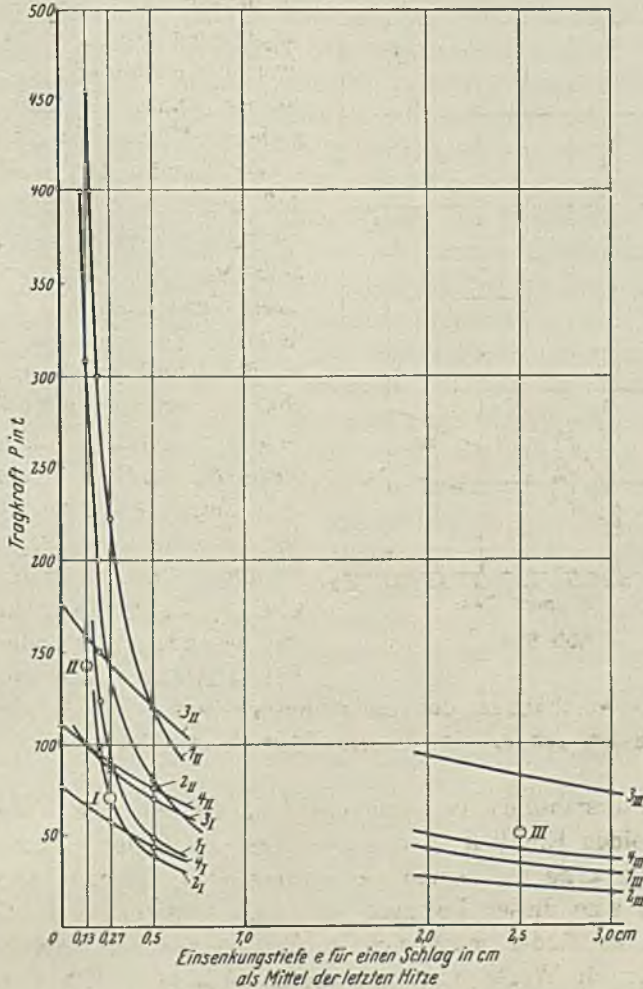


Abb. 85f.

Bodens begründet, der bis 16,9 m Tiefe wechselnde Schichten von Torf und weichem Ton besitzt. Die Mantelreibung des Pfahles mußte bei dem Belastungsversuch von den weichen Schichten aufgenommen werden, wobei diese zusammengedrückt wurden. Da die elastische Zusammendrückung des Betonpfahles gegenüber der Nachgiebigkeit der weichen Schichten vernachlässigt werden kann, so ist die Bewegung der Mantelfläche gegen den Boden gleich der Spitzensenkung. Die Bodenschichten können daher durch die Mantelreibung nur die Kraft aufnehmen, die erforderlich ist, um sie um

das Maß der Senkung der Pfahlspitze zusammenzudrücken. Je festgelagerter also der Sand ist, in dem die Pfahlspitze steht, um so geringer ist bei weichen oberen Bodenschichten die Entlastung der Pfahlspitze durch die Mantelreibung. Nur wenn durch die Pfahlbelastung die Grenzlast erreicht wird und ein starkes Einsinken des Pfahles erfolgt, wird auch die volle Mantelreibung sich einstellen und den Spitzenwiderstand entsprechend entlasten. Man wird also bei der Berechnung der Tragkraft von Pfählen nicht nur die Reibungsverhältnisse der einzelnen Bodenschichten, sondern auch ihre Verdichtungsmöglichkeit beachten müssen. In Rotterdam hat sich bei den dortigen Verhältnissen die Anwendung von Eisenbetonrammpfählen mit verdickter Spitze zur Vergrößerung des Spitzenwiderstandes als zweckmäßig erwiesen (vergl. Fußnote^{22b}).

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit einer Gruppe von Pfählen muß ebenfalls berücksichtigt werden, daß der durch die Mantelreibung auf den Boden übertragene Teil der Pfahlbelastung den Boden zwischen den Pfählen als senkrechte Last belastet und verdichtet. Je größer der an dieser Druckübertragung beteiligte Bodenkörper ist, um so geringer wird seine Zusammenpressung sein und um so mehr wird er die Pfahlspitze entlasten können. Stehen die Pfähle eng zusammen, wie es bei einem Pfahlrost meist der Fall ist, so ist die um einen Pfahl befindliche tragende Bodenhülle begrenzt durch die Bodenhüllen der benachbarten Pfähle. Der Bodenquerschnitt, der die aus der Mantelreibung auf ihn übertragenen senkrechten Kräfte aufzunehmen hat, ist beschränkt. Es wird durch die Mantelreibung auch bei völlig gleichmäßigem Boden bis zur Erreichung der Grenzlast nur der Teil der Pfahllast auf den Boden übertragen, der erforderlich ist, die Bodenhülle um das gleiche Maß zusammenzudrücken, um das die Spitze des Pfahles einsinkt. Die verhältnismäßig geringen elastischen Längenänderungen des Pfahles wird man bei dieser Betrachtung gegenüber den Bodenverdichtungen vernachlässigen können. Je enger die Pfähle stehen, um so geringer wird der Anteil der Mantelreibung an der Lastübertragung von dem Pfahl auf den Boden werden. Der Spitzendruck wird demnach gegenüber dem Einzelpfahle wachsen. Aus dieser Überlegung folgt auch, daß an der Außenseite der Pfahlgruppe die Mantelreibung stärker sein wird als im Innern.

B. Die Verteilung des Druckes eines starren Mauerwerkskörpers auf einen Pfahlrost.

Die Aufgabe, die Pfahllasten unter starren Mauerwerkskörpern zu bestimmen, ist bereits von einer Anzahl von Autoren behandelt worden^{22f}), auf die verwiesen wird. Es möge hier nur eine noch von Krey angegebene einfache Lösung wiedergegeben werden. Die auf den Mauerwerkskörper

^{22f}) z. B. 1. Ostenfeld: Beton u. Eisen 1922, Heft 1, S. 21 u. f.

2. Dr.-Ing. Joachim Schultze: Zentralblatt der Bauverwaltung 1926, Nr. 42.

3. Nökkentved: Berechnung von Pfahlrosten. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

4. Franx: De Ingenieur 1928.

$ABDC$ (Abb. 85g) wirkenden Kräfte setzen sich zusammen aus dem Gewicht G von Erde, Mauerwerk und Verkehrslast, dem Erddrucke E_a auf die Fläche BD und aus dem Auflagerdrucke A der Spundwand. Diese drei Kräfte lassen sich zusammenfassen zu einer Resultierenden R , welche im Schnittpunkt mit der Pfahlrostebene CD zerlegt wird in die Komponenten

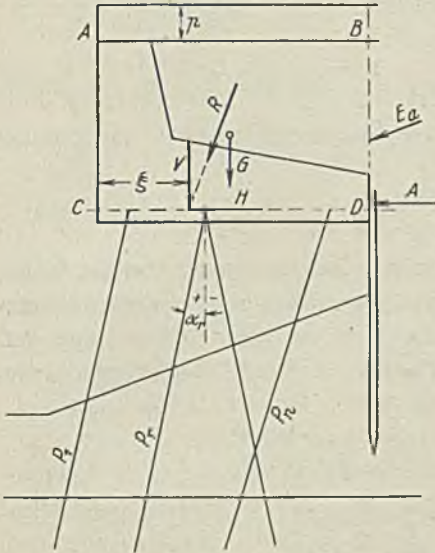


Abb. 85g.

V und H senkrecht und in Richtung zur Pfahlrostebene CD . Als zunächst unbekannte Kräfte treten die Pfahlkräfte P_1 bis n auf, die der Resultierenden R das Gleichgewicht halten und für deren Bestimmung außer $\sum V = 0$, $\sum H = 0$ und $\sum M = \sum \xi \cdot V = 0$ die Verschiebungen der Pfahlköpfe, die letztere unter dem Angriff von R erleiden, benutzt werden. Angenommen wird, daß der Mauerwerkskörper starr ist, und die Pfähle weder durch Einspannung im Boden oder im Mauerwerk nennenswerte Biegemomente auf den Mauerwerkskörper übertragen.

Die Pfähle mögen mit der Senkrechten den Winkel α_r einschließen, der bei nach rechts steigenden Pfählen positiv gerechnet wird.

Ist CD nicht wagerecht, sondern um den Winkel $\pm \beta$ geneigt (Abb. 85h), so tritt an Stelle des Winkels α_r der Winkel $\alpha_r - \beta$ bzw. $\alpha_r + \beta$. Die Zerlegung von R hat dann ebenfalls in Richtung von CD und senkrecht zu CD zu erfolgen.

Hat der Mauerwerkskörper (Abb. 85i) sich unter der Wirkung der Kraft R so verschoben, daß der Schnittpunkt der Achse des Pfahles r mit

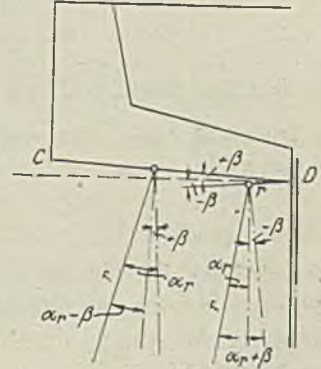


Abb. 85h.

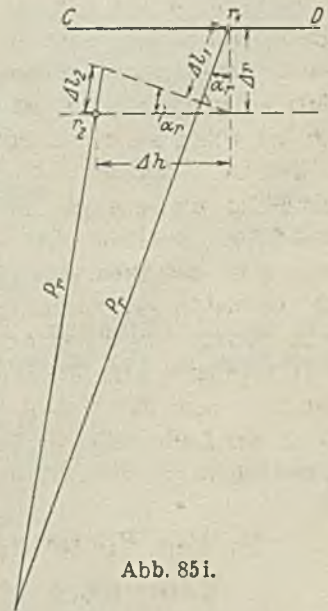


Abb. 85i.

der Ebene CD sich um Δ_r senkrecht zu CD und um Δ_h in Richtung von CD bewegt hat, so muß sich der Punkt r in Richtung der Pfahlkraft P_r bewegt haben.

$$\Delta l_r = \Delta l_1 + \Delta l_2 \quad \dots \quad 69c)$$

Nun ist, wenn Pfahldruckkräfte und Verkürzungen negativ eingesetzt werden,

$$\Delta l_1 = -\Delta_r \cdot \cos \alpha_r$$

$$\Delta l_2 = -\Delta_h \cdot \sin \alpha_r$$

Unter der Annahme, daß die Verschiebung Δl_r des Pfahlkopfes der Pfahlkraft P_r proportional ist, daß also $\frac{P_r}{\Delta l_r} = e_r$ gesetzt werden kann, wird

$$\Delta l_r = \frac{P_r}{e_r} \quad \dots \quad 69d)$$

e_r ist ein Beiwert, der im allgemeinen nicht genau bestimmt werden kann, da die Eindringung des Pfahles im Boden unter der Last P_r nicht bekannt ist. Macht man die weitere Annahme, daß die Pfahlspitze sich im Boden nicht verschiebt, so ist:

$$e_r = \frac{E \cdot F_r}{l_r} \quad \dots \quad 69e)$$

E = Elastizitätsmaß, F_r = mittlerer Querschnitt des Pfahles, $l_r \leq$ Pfahllänge (im allgemeinen kleiner).

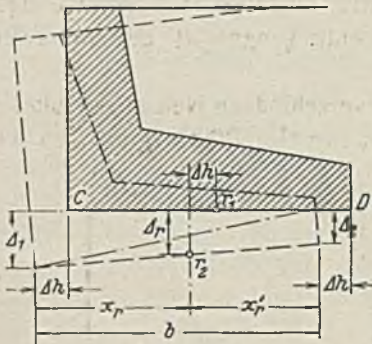


Abb. 85k.

Der Punkt r möge nun die Abstände x_r und x_r' von den Enden des Mauerwerkskörpers haben (Abb. 85k). Er habe sich um Δ_h in Richtung CD und um Δ_r senkrecht zu CD verschoben.

Die Enden des Mauerwerkes mögen die Verschiebungen Δ_1 und Δ_2 senkrecht zu CD erfahren haben. Es ist dann:

$$\Delta_r = \Delta_1 \cdot \frac{x_r'}{b} + \Delta_2 \cdot \frac{x_r}{b} \quad \dots \quad 69f)$$

Eingesetzt in Gl. 69c ergibt:

$$\begin{aligned} \Delta l_r &= -\left(\Delta_1 \cdot \frac{x_r'}{b} + \Delta_2 \cdot \frac{x_r}{b}\right) \cos \alpha_r - \Delta_h \cdot \sin \alpha_r \\ -\frac{P_r}{e_r} &= \left(\Delta_1 \cdot \frac{x_r'}{b} + \Delta_2 \cdot \frac{x_r}{b}\right) \cos \alpha_r + \Delta_h \cdot \sin \alpha_r \quad \dots \quad 69g) \end{aligned}$$

Wiederholt sich die Pfahlanordnung im Abstände a , so ist:

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^n P_r \cdot \cos \alpha_r &= a \cdot V \\ \sum_1^n P_r \cdot \sin \alpha_r &= a \cdot H \\ \sum_1^n P_r \cdot x_r \cdot \cos \alpha_r &= a \cdot M \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 69h)$$

Setzt man den Wert von P_r aus Gl. 69g) ein, so erhält man:

$$\begin{aligned}
 & \frac{A_1}{b} \cdot \sum_1^n e_r \cdot x_r' \cdot \cos^2 \alpha_r + \frac{A_2}{b} \cdot \sum_1^n e_r \cdot x_r \cdot \cos^2 \alpha_r \\
 & \qquad \qquad \qquad + A_h \cdot \sum_1^n e_r \cdot \sin \alpha_r \cdot \cos \alpha_r = a \cdot V \\
 & \frac{A_1}{b} \cdot \sum_1^n e_r \cdot x_r' \cdot \sin \alpha_r \cdot \cos \alpha_r + \frac{A_2}{b} \cdot \sum_1^n e_r \cdot x_r \cdot \sin \alpha_r \cdot \cos \alpha_r \\
 & \qquad \qquad \qquad + A_h \cdot \sum_1^n e_r \cdot \sin^2 \alpha_r = a \cdot H \\
 & \frac{A_1}{b} \cdot \sum_1^n e_r \cdot x_r \cdot x_r' \cdot \cos^2 \alpha_r + \frac{A_2}{b} \cdot \sum_1^n e_r \cdot x_r^2 \cdot \cos^2 \alpha_r \\
 & \qquad \qquad \qquad + A_h \cdot \sum_1^n e_r \cdot x_r \cdot \sin \alpha_r \cdot \cos \alpha_r = a \cdot \xi \cdot V
 \end{aligned} \tag{69i)$$

Man erhält so drei Gleichungen für die drei Unbekannten A_1 , A_2 und A_h . Nach Bestimmung dieser Unbekannten lassen sich aus der Gl. 69g) die einzelnen Pfahlkräfte P_r bestimmen. Negativ ausfallende Verschiebungen geben gegenüber der Annahme in Abb. 85g) entgegengesetzt gerichtete Bewegungen an.

Kommen für sämtliche Pfähle nur zwei verschiedene Neigungswinkel α_1 und α_2 (Druck und Zugpfähle) vor und ist e_r für alle Pfähle gleich, so läßt sich schreiben:

$$\begin{aligned}
 & \frac{A_1}{b} \left[\cos^2 \alpha_1 \cdot \sum_1^{n_1} x_r' + \cos^2 \alpha_2 \cdot \sum_{n_1+1}^{n_1+n_2} x_r' \right] \\
 & + \frac{A_2}{b} \left[\cos^2 \alpha_1 \cdot \sum_1^{n_1} x_r + \cos^2 \alpha_2 \cdot \sum_{n_1+1}^{n_1+n_2} x_r \right] \\
 & + A_h [n_1 \cdot \sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_1 + n_2 \cdot \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2] = \frac{a}{e} \cdot V \\
 & \frac{A_1}{b} \left[\sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \sum_1^{n_1} x_r' + \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \sum_{n_1+1}^{n_1+n_2} x_r' \right] \\
 & + \frac{A_2}{b} \left[\sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \sum_1^{n_1} x_r + \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \sum_{n_1+1}^{n_1+n_2} x_r \right] \\
 & + A_h [n_1 \cdot \sin^2 \alpha_1 + n_2 \cdot \sin^2 \alpha_2] = \frac{a}{e} \cdot H \\
 & \frac{A_1}{b} \left[\cos^2 \alpha_1 \cdot \sum_1^{n_1} x_r \cdot x_r' + \cos^2 \alpha_2 \cdot \sum_{n_1+1}^{n_1+n_2} x_r \cdot x_r' \right] \\
 & + \frac{A_2}{b} \left[\cos^2 \alpha_1 \cdot \sum_1^{n_1} x_r^2 + \cos^2 \alpha_2 \cdot \sum_{n_1+1}^{n_1+n_2} x_r^2 \right] \\
 & + A_h \left[\sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \sum_1^{n_1} x_r + \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot \sum_{n_1+1}^{n_1+n_2} x_r \right] = \frac{a}{e} \cdot \xi \cdot V
 \end{aligned} \tag{69k)$$

Für l_r ist die ganze Pfahlänge nur dann einzusetzen, wenn nach den Bodenverhältnissen mit einer wesentlichen Mantelreibung und damit Ver-

minderung der Pfahlkraft nicht zu rechnen ist. Haben sämtliche Pfähle gleiches l , so wird die Größe der errechneten Pfahlkraft von der Genauigkeit, mit der l geschätzt wird, nur wenig beeinflusst.

Bei Anwendung der Gl. 69i) empfiehlt sich die Benutzung folgender Tabelle:

Tabelle 13a.

Pfahl	E	F	l	$\frac{e = E \cdot F}{l}$	$e x' \cdot \cos^2 \alpha$	$e x \cdot \cos^2 \alpha$	$e \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha$	$e x' \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha$	$e x \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$	$e \cdot \sin^3 \alpha$	$e x' \cdot x' \cdot \cos^2 \alpha$	$e x^2 \cdot \cos^2 \alpha$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

Hat man die Pfahlkräfte ermittelt, so müssen sie den Bedingungen der Gl. 69h) entsprechen.

C. Standfestigkeit einer Kaimauer auf hohem Pfahlrost.

Sind die Pfahlkräfte ermittelt, die Tragfähigkeit der Pfähle nachgewiesen, die Standsicherheit der Spundwände unter Berücksichtigung des Umstandes festgestellt, daß die Pfähle des Pfahlrostes einen Teil des auf die Rückseite des Pfahlrostes wirkenden Erddruckes aufnehmen, so ist entweder die Bewegungsmöglichkeit des Bauwerks im ganzen (s. Abb. 75) zu untersuchen oder das Nachgeben des Bodens unter den Druckpfählen zu prüfen. Abb. 851 zeigt die letztere Untersuchung bei einer Kaimauer, die in Bewegung geraten war.

Aus dem Mauer- und Erdgewicht G_1 und G_2 , dem Erd- und Wasserdruck E_1 bis E_6 und W_1 bis W_3 gegen die Kaimauer sind die Pfahldruckkräfte P_1 bis P_{10} ermittelt und zu einer Resultierenden zusammengefaßt. Diese Resultierende gibt zusammen mit dem Gewicht G_A des zwischen den Pfählen befindlichen Bodens und mit den Auflagerdrücken $B_{Sp.}$ und $B_{Pr.}$ der Spundwand und Druckpfähle, mit denen diese die auf sie entfallenden Seitendrücke des Bodens und des Grundwassers auf den Untergrund übertragen, eine Kraft R' . Diese Kraft wirkt auf den Boden und erzeugt in zusammenhängenden Flächen Schubspannungen, die im Falle des Gleichgewichts von der in diesen Flächen vorhandenen Kohäsion und Reibung aufgenommen werden müssen. Die dargestellte Gleitfläche erwies sich als die ungünstigste. Die Vereinigung von R' mit dem Gewicht G_3 des Untergrundes zu R und die Zusammenfassung von R mit der bekannten Größe E_p des Erdwiderstandes ergibt die Größe und Richtung Q_3 des Gleitflächendruckes auf den kreisförmig angenommenen Teil der Gleitfläche. Wird für den Boden

ist. Diese Behauptung ist nicht richtig. Die bisherige Theorie leugnet durchaus nicht das Vorhandensein der Elastizität und Kohäsion im Erdreich, aber sie kommt zu dem Schlusse, daß beide Faktoren nicht von ausschlaggebender Bedeutung für die Standsicherheit der Bauten und die Größe der Grenzwerte des aktiven und passiven Erddruckes sind. Bezüglich der Elastizität habe ich bereits mehrfach darauf hingewiesen, daß der im Boden und hinter Mauern vorhandene Erddruck²³⁾ stets größer als der (rechnungsmäßige) Grenzwert des aktiven Erddruckes und stets kleiner als der (rechnungsmäßige) Grenzwert des passiven Erddruckes ist. Diesen wirklich vorhandenen Erddruck (Erdspannung habe ich ihn zum Unterschied von den Grenzwerten genannt) kennen wir im allgemeinen nicht und können wir nicht kennen, weil er von der zufälligen Art der Herstellung der Hinterfüllung und von dem dabei erzeugten elastischen Spannungszustande des hinterfüllten oder hinterstampften Erdmaterials abhängt. Wir brauchen ihn aber auch gar nicht zu kennen; denn bei einem etwaigen Bruch verschwindet dieser ursprüngliche Spannungszustand infolge des Nachgebens der Mauern, oder des Erdkörpers, und der Erddruck nimmt ab (bezw. zu), bis er den Grenzwert des aktiven (bezw. passiven) Erddruckes erreicht hat. Weiter kann er nicht ab- (bezw. zu-) nehmen. Das Vorhandensein der Elastizität des Erdreiches wird nicht übersehen;²⁴⁾ sie spielt nur in dem Grenzzustande des Bruches des Bauwerkes keine so ausschlaggebende Rolle wie in allen anderen Zuständen, in denen das Bauwerk nicht so weit nachgibt, daß es gefährdet ist. Auf den Grenzzustand des Bruches kommt es aber bei der Berechnung der Standsicherheit lediglich an.

Ebenso ist es mit der Kohäsion. Wir wissen, daß in fast allen natürlichen Erdarten Kohäsion vorhanden ist, und namhafte Forscher haben sie in die Rechnung eingeführt.²⁵⁾ Sie haben aber auch gefunden, daß sie im allgemeinen auf die Lage (Neigung) der Gleitfläche ohne Einfluß ist und auf die Größe des Erddruckes wenig, und zwar im günstigen Sinne (erniedrigend beim aktiven, erhöhend beim passiven Erddruck) einwirkt.

Stark tonhaltige Böden, deren Wassergehalt unter dem natürlichen liegt, sind entweder durch frühere Belastungen stark verdichtet und dadurch fester oder erhalten durch Kapillarkräfte einen starken inneren Druck und dadurch vermehrte innere Reibung (scheinbare Kohäsion). Dieser durch die Kapillarkräfte hervorgerufene innere Druck kann unter Umständen den äußeren Druck so erheblich überwiegen, daß der Schubwiderstand wesentlich von ihm beeinflußt wird. Es tritt dann nur eine geringe Zunahme des

²³⁾ Dieses Mißverständnis, daß der „aktive Erddruck“ der wirklich bei einem standfesten Bauwerke vorhandene Erddruck sei, begegnet einem immer wieder bei allen Einwüfen gegen die übliche Erddrucktheorie. Es ist auch in den meisten Fällen die zugrunde liegende Ursache bei den vielen in den Zeitschriften auftretenden Meinungsverschiedenheiten über Fragen des Erddruckes. Darum mußte hier nochmals nachdrücklich darauf hingewiesen werden.

²⁴⁾ Vergl. auch hierzu die Ausführungen von Pfeiffer in „Bautechnik“ 1923, S. 287.

²⁵⁾ Vergl. u. a.: E. Winkler, „Neuere Theorie des Erddruckes“. Wien 1872.

Hauptspannungen p und q (der Spannungsellipse) zusammenfallen, also keine Schubkräfte erfahren. Auf eine um den Winkel α geneigte Hypotenuse dr wirkt dann der Druck $s \cdot dr$, dessen beide Seitendrucke der Normaldruck $\sigma \cdot dr$ und der Schub $\tau \cdot dr$ sind. Beide Spannungen σ und τ können wir durch die Normalspannungen p und q ausdrücken, und zwar ist

$$\left. \begin{aligned} \sigma \cdot dr &= p \cdot dr \cdot \cos^2 \alpha + q \cdot dr \cdot \sin^2 \alpha \\ \sigma &= p \cdot \cos^2 \alpha + q \cdot \sin^2 \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots 73)$$

und

$$\tau = (p - q) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \dots \dots \dots 74)$$

Die Spannung σ erreicht ihren Größtwert für $\alpha = 0$ mit $\sigma_{\max} = p$ und ihren Kleinstwert für $\alpha = 90^\circ$ mit $\sigma_{\min} = q$. Die Spannung τ erreicht ihren Größtwert für $\alpha = 45^\circ$, nämlich $\tau_{\max} = \frac{p - q}{2}$.

Wenn die Hauptspannungen p und q bekannt sind, können wir für jede Neigung α einer Fläche ds die in ihr vorhandenen Spannungen σ und τ leicht errechnen. In Abb. 86b sind die Spannungen σ und τ in Abhängigkeit von α aufgetragen. Ein

Bruch und ein Verschieben längs der Fläche ds findet nicht statt, solange der mögliche Widerstand in der Fläche τ_0 nach Gl. 72 größer als die vorhandene Schubspannung τ ist. Der Grenzfall wird erreicht und der Bruch tritt ein, wenn

$$\tau = \tau_0 = \sigma \cdot \text{tg} \varrho + Ks \quad 75)$$

wird.

In Abb. 86b ist diejenige $(\sigma \cdot \text{tg} \varrho + Ks)$ -Linie strichpunktiert dargestellt, die die τ -Linie in einem Punkte berührt, und zwar bei einem

$\alpha = \vartheta$. Dieser Winkel ϑ ist der Winkel der Gleitfläche, in der der Bruch zu erwarten ist, bei gegebenen Hauptspannungen p und q sowie bei gegebener Schubfestigkeit (der Kohäsion) $= Ks$. Der Bruch würde eintreten, wenn der Reibungsbeiwert des Materials $\leq \text{tg} \varrho$ wird.

Wenn keine Kohäsion vorhanden wäre und daher $Ks = 0$ wäre, dann müßte der Reibungswinkel mindestens $= \varrho_1$ sein, wenn Gleichgewicht möglich sein soll. Der Bruch wird schon eintreten, wenn der Reibungsbeiwert $\leq \varrho_1$ wird, und zwar in einer unter dem Winkel ϑ_1 geneigten Gleitfläche, wie ebenfalls aus Abb. 86b hervorgeht (Berührungspunkt der punktierten $\sigma \cdot \text{tg} \varrho_1$ -Linie mit der τ -Linie). Daraus geht der Einfluß der Schubfestigkeit (und der Kohäsion) auf die Richtung der Gleitfläche hervor.

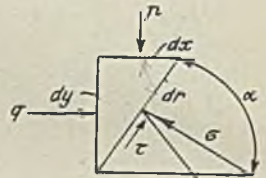


Abb. 86a.

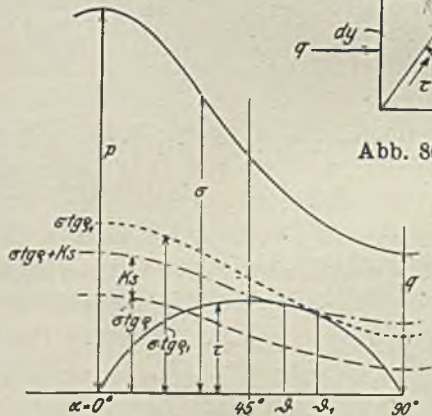


Abb. 86b, Schubspannungen in Abhängigkeit von den Hauptspannungen.

Wenn E. Winkler in seinem Buche über Erddruck den Nachweis führt, daß die Neigung der Gleitfläche von der Kohäsion unabhängig ist, so steht das mit den obigen Ausführungen nicht in Widerspruch. Bei Winkler und bei der üblichen Erddruckuntersuchung ist nicht das Verhältnis der Hauptspannungen p/q gegeben und daraus der mindestens notwendige Reibungswinkel ϱ zu bestimmen, sondern es ist der beim Bruch vorhandene größte Reibungswinkel ϱ als bekannt vorausgesetzt, und daraus ergibt sich dann das Verhältnis der Hauptspannungen p/q und damit auch die Neigung der Gleitfläche ϑ . Und in der Tat ist in diesem Falle, also bei konstantem Reibungswinkel ϱ , die Neigung der Gleitfläche ϑ von der Kohäsion unabhängig. Die in den Erddrucktabellen angegebenen Neigungen der Gleitfläche ϑ gelten daher auch bei Vorhandensein von Haftfestigkeit (Kohäsion). Mit der Änderung von ϱ ändert sich auch ϑ im gleichen Sinne, bis er seinen Kleinstwert $\vartheta = 45^\circ$ für $\varrho = 0$ erreicht. D. h. beim Fehlen der Reibung und bei Vorhandensein von Kohäsion ist die Gleitfläche (oder Bruchfläche) unter einem Winkel $\vartheta = 45^\circ$ geneigt.

Damit ist eigentlich die wissenschaftliche Seite in der Frage des Einflusses der Kohäsion erledigt. Es erübrigt sich nur noch, auf die praktische Seite der Bedeutung der Kohäsion und auf die Lösung einiger Erddruckaufgaben bei Vorhandensein von Kohäsion einzugehen.

B. Freistehende Erdwand bei Annahme ebener Gleitflächen.

Das Freistehen senkrechter Erdwände wird oft als Beweis der Unstimmigkeit der üblichen Erddruckberechnungen angesehen. Das ist es keinesfalls, sondern es ist eher eine Bestätigung für sie und deutet nur darauf hin, daß in dem Erdmaterial Kohäsion vorhanden ist.

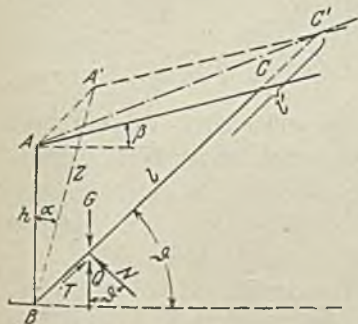


Abb. 87. Berechnung der freistehenden senkrechten Erdwand bei Annahme ebener Gleitflächen.

In Abb. 87 sei eine solche freistehende Erdwand mit der Höhe $AB = h$ und der Länge $= 1$ dargestellt. Die Oberfläche der Erde sei unter dem Winkel β geneigt. Solange die Wand steht und daher Gleichgewicht vorhanden ist, muß der Widerstand Q einer ebenen unter dem ϑ geneigten Fläche BC dem Gewicht des darüberliegenden Erdkörpers ABC gleich und entgegengesetzt sein $Q = G$. Seine Seitenkraft ist die Schubkraft $T = G \cdot \sin \vartheta$ und die Normalkraft

$N = G \cdot \cos \vartheta$. Der Schubkraft entgegen wirkt die Schubfestigkeit $Ks \cdot l$ (wenn l die Länge der Fläche BC ist) und, soweit diese nicht ausreicht, eine Reibung $N \cdot \operatorname{tg} \varrho' = G \cdot \cos \vartheta \cdot \operatorname{tg} \varrho'$ (wenn ϱ' der noch erforderliche

Reibungswinkel und $\operatorname{tg} \varrho'$ der erforderliche Reibungsbeiwert ist). Es ist also

$$G \cdot \sin \vartheta = G \cdot \cos \vartheta \cdot \operatorname{tg} \varrho' + k_s \cdot l \quad \text{oder} \quad \operatorname{tg} \varrho' = \frac{G \cdot \sin \vartheta - k_s \cdot l}{G \cdot \cos \vartheta}$$

und da $G = \gamma \cdot \frac{l \cdot h}{2} \cdot \cos \vartheta$, ist $\operatorname{tg} \varrho' = \operatorname{tg} \vartheta - \frac{2 k_s}{\gamma h \cdot \cos^2 \vartheta}$. . . 76)

$\operatorname{tg} \varrho'$ und ϱ' erreicht seinen Größtwert, d. h. diejenige Neigung der Fläche BC ist die ungünstigste und in ihr wird zuerst der Bruch stattfinden, wenn die erste Abgeleitete der Gl. 76 nach $\vartheta = 0$ wird. Das tritt ein, wenn

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma \cdot h}{4 k_s} \quad 77)$$

ist. Der Bruch tritt dann ein, wenn $\max \operatorname{tg} \varrho'$ gleich dem Reibungswert $\operatorname{tg} \varrho$ wird, also wenn

$$\operatorname{tg} \varrho = \frac{\gamma \cdot h}{4 k_s} - \frac{2 k_s}{\gamma h \cdot \cos^2 \vartheta} = \frac{\gamma \cdot h}{8 k_s} - \frac{2 k_s}{\gamma \cdot h}$$

Nach entsprechender Umformung:

$$h = \frac{4 k_s}{\gamma} \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) \quad \text{oder} \quad \operatorname{ctg} \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) = \frac{4 k_s}{\gamma \cdot h} \quad 78)$$

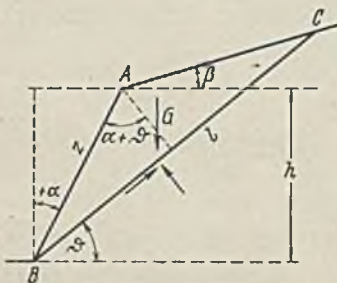


Abb. 88. Berechnung der freistehenden unter α zur Senkrechten geneigten Wand bei Annahme ebener Gleitflächen.

Hieraus kann die Höhe der freistehenden senkrechten Wand für ein gegebenes Raumgewicht, einen gegebenen Reibungswinkel ϱ und eine gegebene Kohäsion k_s berechnet werden. Sowohl der Gleitflächenwinkel ϑ (Gl. 77), als auch die Wandhöhe (Gl. 78), sind von dem Oberflächenwinkel β unabhängig. Setzt man den Wert für h (Gl. 78) in Gl. 77 ein, so erhält man

$$\vartheta = 45^\circ + \frac{\varrho}{2} \quad . . . 78a)$$

Bei reiner Kohäsion wird

$$h = \frac{4 k_s}{\gamma} \quad \vartheta = 45^\circ.$$

Abb. 88 zeigt eine unter dem Winkel α zur Senkrechten geneigte freistehende Wand mit geradliniger unter dem Winkel ϑ geneigter Gleitfläche. Die Erhaltung des Gleichgewichtes erfordert auch hier die Beziehung:

$$\left. \begin{aligned} G \cdot \sin \vartheta &= G \cdot \cos \vartheta \cdot \operatorname{tg} \varrho' + k_s \cdot l \\ \text{oder} \quad \operatorname{tg} \varrho' &= \frac{G \cdot \sin \vartheta - k_s \cdot l}{G \cdot \cos \vartheta}, \\ \text{da} \quad G &= \frac{\gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos(\alpha + \vartheta)}{2} \\ \text{ist} \quad \operatorname{tg} \varrho' &= \operatorname{tg} \vartheta - \frac{2 k_s}{\gamma \cdot z \cos(\alpha + \vartheta) \cos \vartheta} \end{aligned} \right\} . . . 79)$$

Den Größtwert für $\operatorname{tg} \varrho'$ erhält man wie in vorhergehendem Falle, indem man die erste Abgeleitete der Gl. 79 nach $\operatorname{tg} \vartheta = 0$ setzt. Man erhält für die ungünstigsten Gleitflächenwinkel die Beziehung

$$\vartheta = 45^\circ + \frac{\varrho - \alpha}{2} \quad 79a)$$

Abhängigkeit des für freistehende senkrechte oder unter dem Winkel α zur Senkrechten geneigte Erdwände nach erforderlichen Reibungsbeiwertes $\mu = \operatorname{tg} \varphi$ von dem Werte $\frac{k_s}{\gamma \cdot h}$ bei Annahme gradliniger u. kreisförmiger, durch den Böschungsfuß gehender Gleitflächen

Schubfestigkeit des Bodens $\tau = k_s + \mu \cdot \nu$

k_s = Kohäsion; h = Böschungshöhe; γ = Raumbgewicht; ν = Normaldruck; $\mu = \operatorname{tg} \varphi$; φ = Reibungswinkel

Kohäsion
Raumbgewicht · Böschungshöhe

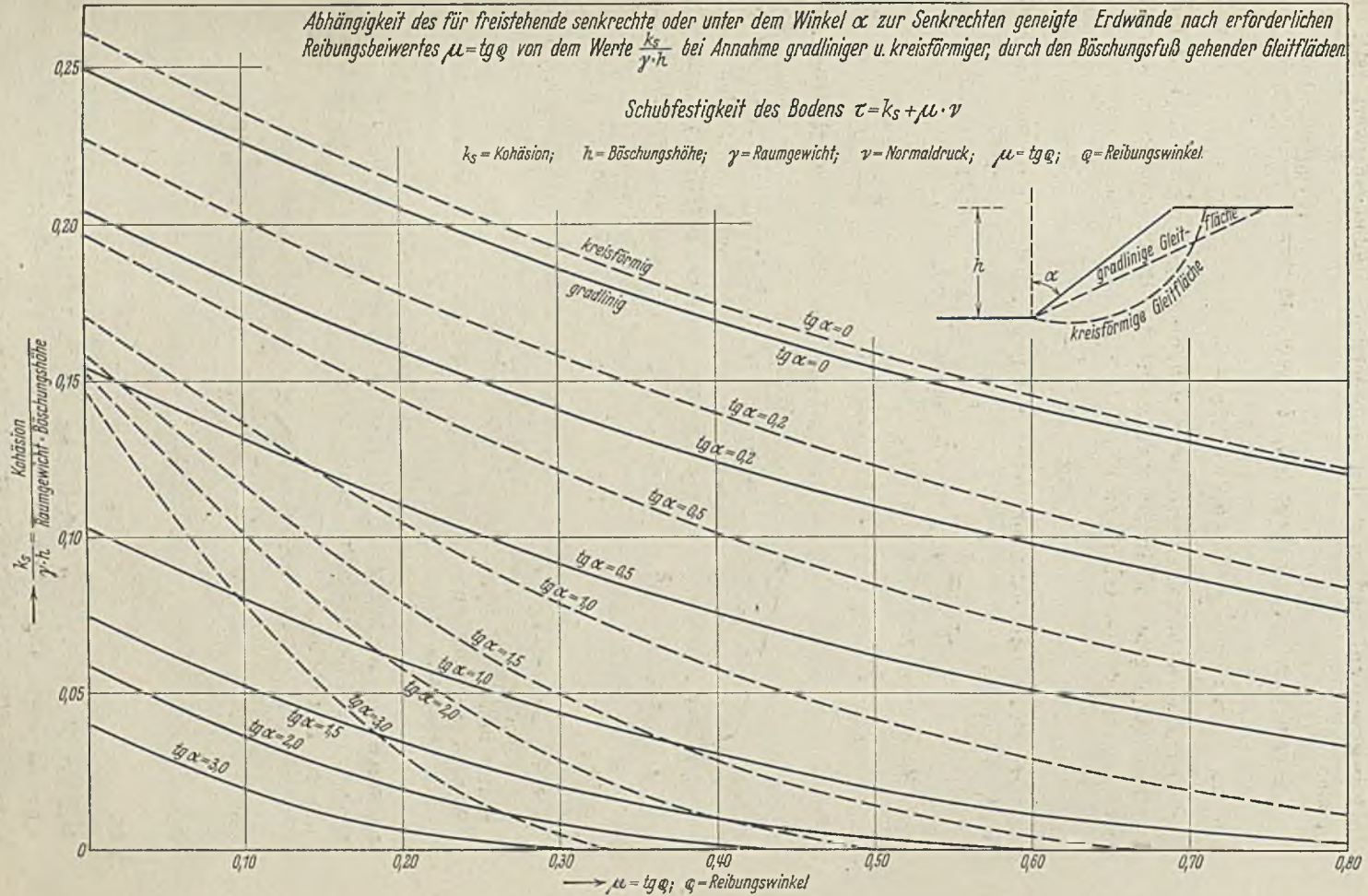


Abb. 88 a.

(Den gleichen Wert für ϑ erhält man, wenn man die Gl. 79 nach k_s auflöst und die erste Abgeleitete nach $\vartheta = 0$ setzt. Die Rechnung gestaltet sich einfacher.)

Der Bruch tritt ein, wenn $\operatorname{tg} \varrho'$ gleich dem Reibungsbeiwert $\operatorname{tg} \varrho$ wird. Wird der Wert für ϑ (Gl. 79a) in die Gl. 79 eingesetzt, die zweckmäßig vorher nach k_s aufgelöst wird, so erhält man nach entsprechender Umformung:

$$h = \frac{4 k_s \cdot \cos \alpha \cdot \cos \varrho}{\gamma \cdot [1 - \sin(\alpha + \varrho)]} \dots \dots \dots 79b)$$

oder
$$\frac{k_s}{\gamma \cdot h} = 1/4 \frac{[1 - \sin(\alpha + \varrho)]}{\cos \alpha \cdot \cos \varrho}.$$

Hiernach läßt sich die Höhe ermitteln, bis zu der die unter dem Winkel α geneigte Wand bei gegebener Kohäsion, Reibungswinkel und Raumgewicht freisteht.

Ist die Neigung der Wand für eine bestimmte Höhe h zu ermitteln, so geschieht dies nach der Gleichung

$$\operatorname{tg} \alpha = C \cdot \operatorname{ctg}^2 \varrho - \sqrt{(C^2 \cdot \operatorname{ctg}^2 \varrho - 1)(\operatorname{ctg}^2 \varrho + 1)} \dots \dots 79c)$$

mit
$$C = \frac{4 k_s}{\gamma \cdot h} + \operatorname{tg} \varrho.$$

In Abb. 88 ist der Wert $\frac{k_s}{\gamma \cdot h}$ für verschiedene Werte $\operatorname{tg} \alpha$ in Beziehung zu $\operatorname{tg} \varrho$ aufgetragen. Man kann aus diesen Kurven für einen Boden, dessen innere Reibung, Kohäsion und Raumgewicht bekannt ist, für eine bestimmte Böschungsneigung $\operatorname{tg} \alpha$ den Wert $\frac{k_s}{\gamma \cdot h}$ entnehmen und daraus h ermitteln. Ebenso kann aus der Kurvenschar die Böschungsneigung zur Senkrechten $\operatorname{tg} \alpha$ ermittelt werden, wenn außer den Bodenwerten die Böschungshöhe h festliegt.

Neben den $\operatorname{tg} \alpha$ -Linien für geradlinige Gleitflächen, die, wie bereits betont, unabhängig von der Geländeneigung β sind, wurden auch als gestrichelte Linien die $\operatorname{tg} \alpha$ -Kurven für kreisförmige Gleitflächen (nach Fellenius, siehe Seite 133) für $\beta = 0$ eingetragen. Man sieht aus dem Verlauf dieser Kurven, daß nur für die senkrechte Wand kreisförmige und geradlinige Gleitflächen verhältnismäßig wenig voneinander abweichende Kurven ergeben, und zwar ist die Übereinstimmung um so besser, je größer die Reibung ist. Die kreisförmigen Gleitflächen geben aber die größeren Werte $\frac{k_s}{\gamma \cdot h}$ und damit die kleineren h -Werte. Sie sind also ungünstiger als die geradlinigen Gleitflächen. Der für $\alpha = 0$ zunächst kleinere Unterschied wächst sehr schnell mit zunehmendem Winkel α . Es ist also bei geneigten Böschungswinkeln stets mit kreisförmigen Gleitflächen als den ungünstigeren zu rechnen.

C. Die Grenzwerte des aktiven und passiven Erddruckes bei Vorhandensein der Kohäsion in der Erde.

Ohne Kohäsion ist der aktive Erddruck bekanntlich $E = \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$,

und der Wert λ_a ist aus den Erddrucktabellen zu entnehmen. Da die ebenfalls aus den Erddrucktabellen zu entnehmende Neigung ϑ der Gleitfläche

sich durch die Kohäsion in der Erde nicht ändert, so dürfen wir aus dem aktiven Erddruck ohne Kohäsion unmittelbar den aktiven Erddruck bei Kohäsion in der Erde ermitteln, indem wir von dem Erddruck E die Komponente E_0 der in der Gleitfläche wirkenden Kräfte der Kohäsion $= Ks \cdot l$ und $Ks \cdot z$ abziehen, wie in Abb. 89a angegeben ist [$Ks \cdot l$ und $Ks \cdot z$ (letztere in der Abb. 89a vernachlässigt) gleichlaufend mit der Gleitfläche BC bzw. der Wand BA , dann $\angle Q$ unter einem $\sphericalangle 90 - \rho$ gegen die Gleitfläche, diese schneidet auf E die Seitenkraft E_0 ab]. Der neu ermittelte aktive Erddruck E_1 bei Vorhandensein von Kohäsion ist $= E - E_0$. Dazu kommt dann noch eine in der Mauerfläche AB und parallel zu dieser wirkende und von der Kohäsion herrührende Schubkraft $Ks \cdot z = Ks \cdot (AB)$. Diese wirkt im gleichen Sinne wie die Reibung, also in dem gezeichneten Falle (von unten nach oben auf die Erde bzw.) von oben nach unten auf die Mauer.

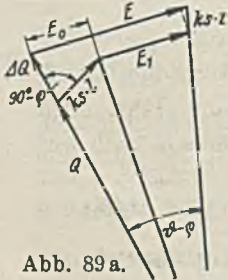


Abb. 89a.

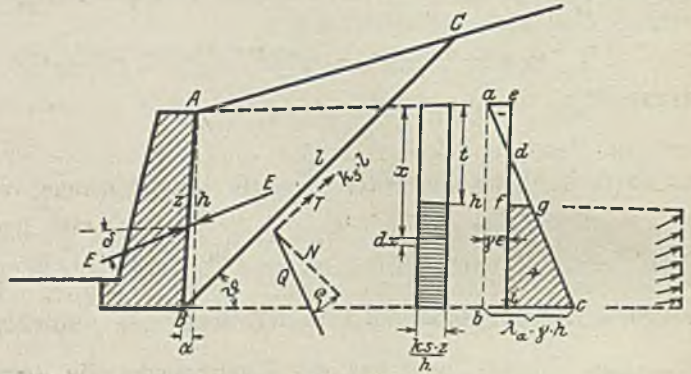


Abb. 89b.

Aktiver Erddruck auf einer Mauer bei vorhandener Kohäsion.

E_0 ist verhältnismäßig mit l und z und daher auch mit h . Wir können daher $E_0 = \gamma \varepsilon \cdot h$ setzen ($\gamma \varepsilon = \frac{E_0}{h}$) und erhalten dann die in Abb. 89b dargestellte Erddruckfläche $icdea$ als Differenz eines Dreiecks $abc = \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$ und eines Rechtecks $abie = \gamma \varepsilon \cdot h$. Auf eine Höhe x wirkt unter dem Reibungswinkel δ der aktive Erddruck (Grenzwert) $\lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{x^2}{2} - \gamma \varepsilon \cdot x$ und außerdem eine von der Kohäsion herrührende Schubkraft $Ks \cdot \frac{x}{\cos \alpha} = Ks \cdot \frac{z}{h} x$; und an jeder Stelle x wirkt auf das Höhenstück dx unter dem Reibungswinkel ρ der (spezifische) Erddruck $(\lambda_a \cdot \gamma \cdot x - \gamma \varepsilon) dx$ und außerdem die von der Kohäsion herrührende (spezifische) Schubkraft $\left(Ks \cdot \frac{z}{h} \right) dx$ im gleichen Sinne wie die Reibung.

Wir dürfen uns nun nicht wundern, daß wir oben in der Erddruckfläche adc negative Erddrücke erhalten. Es liegt in der Annahme der Kohäsion, und wir werden tatsächlich oben negativen Erddruck ($=$ Zug) erhalten, solange wir ein Haften zwischen Erde und Mauerwerk haben.

Nehmen wir dagegen an, daß an der Mauer kein solches Haften der Erde vorhanden ist, und daß daher kein negativer Erddruck auftreten kann, dann wird sich die Fuge so weit öffnen, bis der gesamte obere Erddruck = 0 ist. Die Erde steht bis zur Tiefe t frei. Es ist dann

$$\lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{t^2}{2} - \gamma \cdot \varepsilon \cdot t = 0$$

oder

$$t = \frac{2 \gamma \varepsilon}{\gamma \cdot \lambda_a} = \frac{2 E_0}{\gamma \cdot \lambda_a \cdot h} \dots \dots \dots 80)$$

Im übrigen bleiben alle Überlegungen und Gleichungen zu Recht bestehen; und auf den unteren Teil $h - t$ der Mauer wirkt das Erddrucktrapez $ficg = \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \gamma \varepsilon \cdot h$ unter einem Reibungswinkel δ und außerdem, wenn wir im unteren Teile der Mauer noch ein Haften (Kohäsion) zwischen Erde und Mauerwerk annehmen, noch eine Schubkraft $K_s(h - t) \frac{z}{h}$.

Durch die letztere Schubkraft wird die Neigung des Erddrucks gegen die Senkrechte zur Mauer geändert. Der Neigungswinkel wird größer als δ , und zwar sowohl im ganzen als auch noch verschieden nach der Höhe, oben mehr als unten (s. Abb. 89b rechts). Die letztere Verschiedenheit nach der Höhe ist aber für das Gesamtergebnis ohne Bedeutung. Es genügt bei der Untersuchung der Mauer und des Untergrundes, die beiden Mittelkräfte $E_1 = \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \gamma \varepsilon \cdot h$ unter dem Reibungswinkel und in Höhe des Schwerpunktes des Erddrucktrapezes $ficg$ an der Stützwand angreifend und die Kohäsion $= K_s(h - t) \frac{z}{h}$ als Schubkraft in der Wandfläche liegend und im gleichen Sinne wie die Reibung wirkend anzunehmen, wenn man überhaupt die Kohäsion berücksichtigen will.

Auch bei anderen Erddruckaufgaben kann man in sinngemäß gleicher Weise den Einfluß der Kohäsion (Haftung) oder Schubfestigkeit des Erdmaterials einführen.

Bei Belastung des Bodens hinter der Stützwand rückt nur die Spitze des Erddruckdreiecks $= \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{h_0^2}{2}$ in die Höhe der Auflast, die in der üblichen Weise als Erhöhung der Erdoberfläche um das Gewicht der Auflast berücksichtigt wird. Bei einer Auflasthöhe von $g = \frac{p}{\gamma}$ erhalten wir einen unter dem Reibungswinkel δ gegen die Wandnormale gerichteten Erddruck

$$E_1 = \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{(h + g)^2}{2} - \gamma \cdot \varepsilon \cdot h \dots \dots \dots 81)$$

in Höhe des Trapezschwerpunktes angreifend und außerdem in der Wandfläche die Schubkraft

$$T = Ks \cdot (h - t) \cdot \frac{z}{h} \quad 82)$$

(*t* s. Gl. 80).

In gleicher Weise kann man den Einfluß der Kohäsion beim passiven Erddruck ermitteln. Dieser setzt sich wieder zusammen aus einer unter dem Reibungswinkel δ an der Wand in der Höhe des Schwerpunktes der Erddruckfläche angreifenden Druckkraft

$$E_{1p} = \lambda_p \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} + \gamma \varepsilon \cdot h \quad 83)$$

und einer in der Wandfläche im gleichen Sinne wie, die Reibung wirkenden Schubkraft

$$T = Ks \cdot z \quad 84)$$

(*z* = schräge Höhe der Mauer).

λ_p sowie die Gleitflächenneigung für den bestimmten Fall des passiven Erddrucks können nach Feststellung oder Wahl der Reibungswinkel ϱ und δ aus den Erddrucktabellen entnommen werden. $\gamma \varepsilon = \frac{E_0}{h}$ ist in ähnlicher Weise wie in Abb. 89a, aber für die geänderten Verhältnisse des passiven Erddrucks zu ermitteln. E_0 addiert sich zu E , und E_1 ist $= E + E_0$.

Im übrigen wird es leicht sein, nach den hier gemachten Andeutungen in jedem besonderen Falle den Einfluß der Kohäsion zu ermitteln.

Auch in die oben behandelte Untersuchung der Standsicherheit des Untergrundes läßt sich die der Kohäsion entsprechende Schubfestigkeit ohne weiteres einführen, sowohl bei ebenen wie auch bei gekrümmten Gleitflächen, da sich die Neigung der Gleitfläche durch die Kohäsion nicht ändert. Man braucht nur in den Abb. 72, 73 und 74 aus den dort ermittelten E_a -Werten, durch Abzug eines nach Abb. 89a gefundenen E_0 -wertes die neuen der Kohäsion entsprechenden E_1 -Werte zu berechnen bzw. zu zeichnen und ebenfalls die passiven Erddrücke in der gleichen Weise zu ermitteln, wie hier oben angegeben ist. Im übrigen ist die Behandlung die gleiche wie ohne Kohäsion.

Noch einfacher gestaltet sich die Untersuchung bei Annahme einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche. Wir brauchen nur das gesamte Moment des Widerstandes der Gleitfläche M_r (Gl. 61) um den Betrag $Ks \cdot l \cdot R$ zu vermehren (wenn l die Länge der ganzen gekrümmten Gleitfläche ist) oder in der Tabelle 13 (S. 123) die Summen der Spalten 7, 9 und 11 um den Betrag $\frac{Ks \cdot l}{\gamma_0 \cdot b}$ zu erhöhen. Die sonstige Behandlung der Aufgabe unterscheidet sich nicht von der oben gegebenen Untersuchung für kohäsionsloses Bodenmaterial.

Die Kohäsion wirkt, wie wir sehen, in jedem Falle günstig. Sie ermäßigt die Größe des aktiven Erddrucks und erhöht den passiven Erddruck, und sie vergrößert außerdem die Neigung gegen die Wandnormale durch Hinzutreten der in der Wandfläche wirkenden Schubkraft Ks . Aber man muß bedenken, daß in den meisten, besonders den sandigen und kiesigen

Bodenarten die Haftfestigkeit und die davon abhängige Schubfestigkeit gering ist. Bei den Schubwiderstandsuntersuchungen der tonhaltigen oder feinsandigen Böden findet man je nach dem Wassergehalt der Böden eine mehr oder weniger große scheinbare Kohäsion, die nur im Zustand des natürlichen Wassergehaltes auf die Größe der natürlichen Kohäsion sinkt. Man wird in jedem einzelnen Falle sich überlegen müssen, ob die im Boden vor der Bauausführung vorhandene Kohäsion, die aus der vom gewachsenen Boden entnommenen Probe bestimmt werden kann, auch nach der Bauausführung mit Sicherheit noch vorhanden ist. Es ist bei größeren Bodenabtragungen, z. B. im tiefen Einschnitt, damit zu rechnen, daß der entlastete Boden sich elastisch wieder dehnt und Wasser von seiner Oberfläche oder aus wasserführenden Schichten aufnimmt und sich so allmählich dem Zustande des natürlichen Wassergehaltes nähert. Bei dichten Tonböden mit gleichmäßigem Gefüge und größerer Mächtigkeit wird nach der Entlastung noch eine erhebliche Kohäsion vorhanden sein und ständig bleiben, wie die vorhandenen Böschungen bei solchen Tönen zeigen. Man wird in einem solchen Falle den Schubwiderstand des Bodens im gewachsenen Zustande bei dem vorhandenen Wassergehalt und im aufbereiteten Zustande bei natürlichem Wassergehalt untersuchen und für die statischen Untersuchungen einen Schubwiderstand (Reibung und Kohäsion) wählen, der je nach den Bodenverhältnissen sich mehr oder weniger dem Schubwiderstand bei natürlichem Wassergehalt nähert.

Erfährt ein schwer durchlässiger Boden durch die Bauausführung eine größere Belastung, als er vorher besaß, so ist die im gewachsenen Zustande entnommene Bodenprobe darauf zu untersuchen, ob sie unter der neuen Belastung Wasser abgibt. Ist das der Fall, so erhält das Porenwasser im Boden unter dieser Belastung Überdruck. Das Wasser in den Poren ist in diesem Falle an der Druckübertragung beteiligt. Der Druck, den das Porenwasser überträgt, erzeugt keine Reibung. Der Schubwiderstand solcher Böden ist daher von der Belastungszunahme unabhängig und entspricht nur dem Drucke, unter dem der Boden kein Wasser abgibt, also seinen natürlichen Wassergehalt besitzt. Wenn Kapitän Nils Westerborg in Stockholm in seiner Arbeit²⁶⁾ ausführt, daß es häufig vorkommende Bodenarten gibt, wie z. B. fetter Klei, bei dem die aufzunehmende Schubkraft (besonders bei höheren Drücken) von der Größe der Normalkraft völlig unabhängig ist, also keine Reibung, sondern nur Kohäsion besitzt, so ist die teilweise Druckübertragung durch Wasser der Grund für diese Erscheinung. Steht ein solcher Boden genügend lange unter Druck und fließt das Porenwasser allmählich ab, so tritt nach und nach eine Entspannung des Porenwassers ein. Sein Anteil an der Druckübertragung läßt nach und der Druck überträgt sich im steigenden Maße von Bodenkorn zu Bodenkorn. Dementsprechend nimmt die Reibung im Boden zu, bis sie schließlich der Reibung bei natürlichem Wassergehalt entspricht. Da das Abfließen des Porenwassers bei

²⁶⁾ Jordtryck i Kohesionära jordarter. Försök och elementär teori af Kapten Nils Westerborg, Stockholm. Teknisk Tidskrift. Väg och Vattenbyggnadskonst 1921, S. 25 u. f.

dichten Tonböden sehr langsam vor sich geht (die Sicker-
 geschwindigkeit in der Stunde beträgt Bruchteile von 1 mm), so bleibt bei plötzlichen starken
 Belastungen und entsprechendem Anwachsen der Normalkräfte in der Gleit-
 ebene der Schubwiderstand im Boden zunächst unverändert und der Reibungs-
 beiwert $\text{tg } \varrho = \frac{\text{Schubwiderstand}}{\text{Normalkraft}}$ wird kleiner. Dieser Zustand ist für die
 Sicherheit des Bauwerkes am gefährlichsten. Manche Einstürze von Stütz-
 und Kaimauern werden ihren Grund in dieser Verminderung des Reibungs-
 beiwertes $\text{tg } \varrho$ haben, der in der Standfestigkeitsberechnung nicht genügend
 Rechnung getragen ist. Man kann diesen von der Größe der Belastung zu-
 nächst unabhängigen, ursprünglichen Schubwiderstand (Reibung und Kohäsion)
 als eine Art künstliche Kohäsion bei fehlender Reibung betrachten. Es möge
 daher im folgenden kurz auf die Wirkung der Kohäsion bei fehlender
 Reibung eingegangen werden.

D. Wirkung der Kohäsion bei fehlender Reibung.

Auch ohne Reibung ist Freistehen senkrechter Erdwände info'ge
 der Kohäsion möglich. Bei Annahme einer ebenen unter dem Winkel ϑ
 geneigten Gleitfläche besteht dann die Gleichgewichtsbedingung (Abb. 87)

$$G \cdot \sin \vartheta = K_s \cdot l$$

und wenn wir

$$G = \gamma \cdot \frac{l \cdot h}{2} \cdot \cos \vartheta \text{ einführen,}$$

$$\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta = \frac{2 K_s}{\gamma \cdot h} \text{ und}$$

$$\sin 2 \vartheta = \frac{4 K_s}{\gamma} \dots \dots \dots 85)$$

$h = \frac{4 K_s}{\gamma \cdot \sin 2 \vartheta}$ erreicht seinen Kleinstwert für $\vartheta = 45^\circ$ und ist dann

$$h = \frac{4 K_s}{\gamma} \dots \dots \dots 86)$$

Die Neigung der Gleitfläche ist bei reibungsloser Erde von der Höhe h
 unabhängig und beträgt stets 45° . Zu dem gleichen Ergebnis kommt man
 bei der Untersuchung der Spannungsellipse (vergl. Abb. 86a u. b und die
 zugehörigen Ausführungen). Die Schubkraft τ ist bei Vernachlässigung der
 Reibung $= (p - q) \sin \alpha \cdot \cos \alpha$, also am größten für $\alpha = 45^\circ$, und zwar τ
 $= \frac{p - q}{2}$ ²⁷⁾; für eine der Kohäsion entsprechende Schubkraft $K_s = 1000 \text{ kg/m}^2$
 und $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ würde sich $h = \frac{4 K_s}{1800} = 2,2 \text{ m}$ ergeben.

²⁷⁾ Diese Gleichung $\tau = \frac{p - q}{2}$ dürfen wir natürlich nicht in der Weise auf
 den Fall der freistehenden Erdwand übertragen, daß wir $p = \gamma \cdot h$ und $q = 0$ setzen.

Bei schräger unter dem Winkel α geneigter vorderer Erdwand (Abb. 87) würde die freistehende Wandlänge $A'B = z$ größer sein, und zwar, wie oben S. 173 in Gl. 79 angegeben ist,

$$z = \frac{h \cdot \cos \vartheta}{\cos(\vartheta + \alpha)} = h \cdot \frac{\cos 45}{\cos(45 + \alpha)},$$

d. h. für ein $\alpha = 20^\circ$ und für die oben angenommenen Verhältnisse $z = 1,67 \cdot h = 3,7$ m.

Auf eine senkrechte Stützwand von der Höhe h mit wagerechter Hinterfüllung wirkt bei fehlender Reibung ein wagerechter Erd-
druck E_1 und außerdem eine der Kohäsion entsprechende Schubkraft $V = Ks \cdot h$.
Auf eine beliebige unter dem Winkel ϑ geneigte Gleitfläche (Abb. 89) wirkt
in gleicher Weise ein Normaldruck N und eine Schubkraft $T = Ks \cdot l$. Nach
der Richtung der Gleitfläche besteht dann die Gleichgewichtsbedingung

$$G \cdot \sin \vartheta - Ks \cdot h \cdot \sin \vartheta - Ks \cdot l - E_1 \cdot \cos \vartheta = 0 \quad . . \quad 87)$$

oder da

$$G = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \text{ctg } \vartheta \text{ ist und } l = \frac{h}{\sin \vartheta}$$

$$\frac{\gamma \cdot h^2}{2} - Ks \cdot h \left(\text{tg } \vartheta + \frac{\text{tg } \vartheta}{\sin^2 \vartheta} \right) = E_1 \quad . . . \quad 88)$$

E_1 erreicht seinen Größtwert, wenn die erste Abgeleitete nach $\vartheta = 0$ wird

$$\begin{aligned} \frac{d}{d\vartheta} \left(\gamma \cdot \frac{h^2}{2} - Ks \cdot h \left[\text{tg } \vartheta + \frac{\text{tg } \vartheta}{\sin^2 \vartheta} \right] \right) &= 0 \\ \frac{1}{\cos^2 \vartheta} + \frac{\sin^2 \vartheta}{\cos^2 \vartheta \cdot \sin^4 \vartheta} - 2 \frac{\text{tg } \vartheta \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta}{\sin^4 \vartheta} &= 0 \\ \frac{1}{\cos^2 \vartheta} + \frac{1}{\cos^2 \vartheta \cdot \sin^2 \vartheta} - \frac{2}{\sin^3 \vartheta} &= 0 \end{aligned}$$

oder

$$\sin \vartheta = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad . . . \quad 89)$$

$$\vartheta = \text{rd. } 35 \frac{1}{3}^\circ.$$

Setzt man dieses ϑ der ungünstigsten Gleitfläche in Gl. 88 ein, dann ergibt sich der wagerechte Erddruck für reibungslose Erde mit Kohäsion zu

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - Ks \cdot h \cdot 2\sqrt{2} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2,83 Ks \cdot h \quad . . \quad 90)$$

Denn dann würden wir zu dem fehlerhaften Ergebnis kommen $r = \gamma \cdot \frac{h-0}{2} = Ks$

oder $h = \frac{2Ks}{\gamma}$, während h in Wirklichkeit nach Gl. 86 doppelt so groß ist. Die spezifische Gegenkraft q der Gleitfläche kann nämlich im oberen Teile der Gleitfläche nicht senkrecht sein, sondern sie muß wegen des Überwiegens der Kohäsionsspannung gegenüber der in die Gleitfläche fallenden Gewichtskomponenten erheblich flacher gegen die Gleitfläche gerichtet sein als unten. Dadurch entstehen zum Teil Zugspannungen im Bodenmaterial, die bei dem Vorhandensein von Kohäsion auch übertragen werden können. Andererseits wird es auch dadurch wahrscheinlich, daß die gefährlichste Gleitfläche keine Ebene ist, so daß die Untersuchungen mit ebener Gleitfläche immer nur als Näherungen anzusehen sind, die aber bisher noch stets zu guten und mit der Beobachtung übereinstimmenden Ergebnissen geführt haben.

und außerdem eine Schubkraft an der Mauer

$$V = K_s \cdot h \dots \dots \dots 91)$$

Die Erddruckfläche stellt sich dar einmal als der Unterschied eines Dreiecks $\gamma \cdot \frac{h^2}{2}$ mit der Höhe h und mit der Breite $\gamma \cdot h \cdot (\lambda_a$ ist wie bei einer Flüssigkeit = 1) und eines Rechtecks $2,83 K_s \cdot h$ mit der Höhe h und der Breite $2,83 K_s$, außerdem für die Schubkraft $V = K_s \cdot h$ als Rechteck mit der Höhe h und der Breite K_s (Abb. 90).

Es möge nun der Einfluß der Haftung des Erdreiches an der Wand auf die Größe von E_1 betrachtet werden.

Wegen des negativen Erddruckes $a d e$ darf auf die Ausführungen auf S. 174 verwiesen werden. Nimmt man kein derartiges Haften an der Mauer

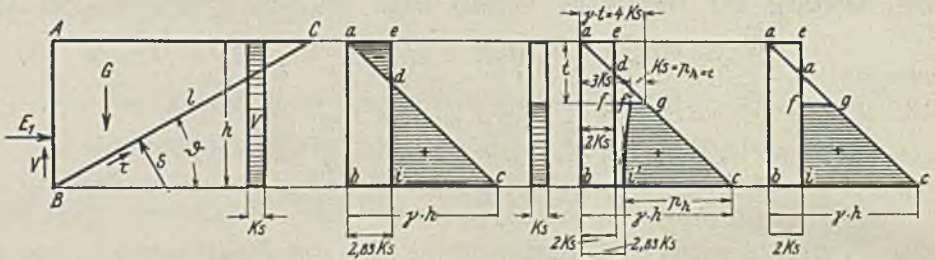


Abb. 90a.

Abb. 90b.

Abb. 90c.

Aktiver Erddruck bei fehlender Reibung. a) mit Haften an der Wand in ganzer Wandhöhe. b) mit Haften nur im unteren Teile, soweit positiver Erddruck. c) ohne Haften an der Wand.

an, daß negativer Erddruck möglich ist, dann öffnet sich die Fuge zwischen Erde und Wand bis zu einer Tiefe t , in der der gesamte Erddruck $E_1 = 0$ ist. Der Berechnung der Tiefe t dürfen wir aber nicht die Gl. 88 zugrunde legen, weil nun auch die Schubkraft V an der Wand kleiner wird, nämlich $= K_s (h - t)$. Infolge der Änderung von V wird auch der Erddruck E_1 und die Neigung φ der ungünstigsten Gleitfläche anders, und zwar lauten die Gl. 89 und 90, wenn man $n = \frac{h - t}{h}$ in die gleiche Rechnung einführt,

$$E_1 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - K_s \cdot h \left(\frac{h - t}{h} \cdot \text{tg } \varphi + \frac{1}{\sin \varphi \cdot \cos \varphi} \right) \dots \dots 92)$$

$$= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \mu \cdot K_s \cdot h \dots \dots \dots 92a)$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + n}} \qquad \cos \varphi = \frac{\sqrt{1 + n}}{\sqrt{2 + n}}$$

$$\mu = n \cdot \text{tg } \varphi + \frac{1}{\sin \varphi \cdot \cos \varphi} = 2\sqrt{1 + n}$$

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2\sqrt{1 + n} \cdot K_s \cdot h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2\sqrt{2 - \frac{t}{h}} \cdot K_s \cdot h \quad 92b)$$

und

$$\sin \vartheta = \frac{1}{\sqrt{2+n}} = \left(2 + \frac{h-t}{h}\right)^{-1/2} \dots \dots \dots 93)$$

Es möge noch die Druckverteilung an der Wand für den aktiven Erd-
druck Fall A (δ positiv) betrachtet werden. Für die drei anderen Fälle:
aktiver und passiver Erddruck läßt sich die Betrachtung ähnlich durchführen.

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2\sqrt{1+n} \cdot K_s \cdot h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2\sqrt{2 - \frac{t}{h}} \cdot K_s \cdot h,$$

$$p = \frac{d \cdot E_1}{d \cdot h} = \gamma \cdot h - 2 K_s \left[\frac{t}{2 h^2 \sqrt{2 - \frac{t}{h}}} \cdot h + \sqrt{2 - \frac{t}{h}} \right],$$

nach weiterer Umformung

$$p = \gamma \cdot h - 2 K_s \sqrt{2 - \frac{t}{h}} \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{t}{2h-t}\right).$$

Für $E_1 = 0$ bei $h = t$ wird

$$p_{h=t} = \gamma \cdot t - 2 K_s (1 + \frac{1}{2}) = \gamma \cdot t - 3 K_s.$$

Nun ist

$$\gamma \cdot t = 4 K_s,$$

also

$$p_{h=t} = 4 K_s - 3 K_s = K_s$$

für $h \rightarrow \infty$ und $n \rightarrow 1,0$ ist

$$p_{\frac{t}{h} \rightarrow 0} \rightarrow \gamma \cdot h - 2 K_s \sqrt{2} = \gamma \cdot h - 2,83 K_s.$$

Die Druckverteilungslinie hat somit für $h = t$ den Wert $p = K_s$ und strebt,
wie weiter unten gezeigt wird, asymptotisch nach $\gamma \cdot h - 2,83 K_s$ (Abb. 90b).

Neigung der Druckverteilungslinie:

$$\frac{d \cdot p}{d \cdot h} = \gamma - 2 K_s \left[\frac{t}{2 h^2 \sqrt{2 - \frac{t}{h}}} \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{t}{2h-t}\right) + \frac{t}{2} (-1) \cdot \frac{1}{(2h-t)^2} \cdot 2 \sqrt{2 - \frac{t}{h}} \right],$$

nach Umformung:

$$\frac{d \cdot p}{d \cdot h} = \gamma + \frac{K_s \cdot t^2}{2 h^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{2 - \frac{t}{h}}} \cdot \frac{1}{2h-t} = \gamma + \frac{K_s \cdot t^2}{2 h^3 \left(2 - \frac{t}{h}\right)^{3/2}}.$$

Für $h = t$ ist

$$\left(\frac{d \cdot p}{d \cdot h}\right)_{h=t} = \gamma + \frac{K_s}{2t} = \gamma + \frac{t \cdot \gamma}{4 \cdot 2t} = \gamma \left(1 + \frac{1}{8}\right) = \frac{9}{8} \gamma,$$

für $h \rightarrow \infty$ wird $\left(\frac{d \cdot p}{d \cdot h}\right)_{h \rightarrow \infty} \rightarrow \gamma.$

Ist ein Haften des Erdreiches an der Mauer nicht vorhanden, so ergibt sich für $n = \frac{h-t}{h} = 0$ die Neigung der ungünstigsten Gleitfläche $\vartheta = \sqrt{\frac{1}{2}}$ und $\vartheta = 45^\circ$ in Übereinstimmung mit der weiter oben behandelten freistehenden Wand, und es wird

$$E_1 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - K_s \cdot h \left(0 \cdot 1 + \frac{1}{0,5} \right) \dots \dots \dots 94)$$

E_1 wird zu 0 für $h = \frac{4 K_s}{\gamma}$. Bis dahin steht die Wand frei.

Wenn $\frac{h-t}{h}$ größer als 0 ist, dann ist die Neigung der ungünstigsten Gleitfläche ϑ kleiner als 45° .

Tabelle 15.

μ -Werte des aktiven und passiven Erddruckes

(nach Gl. 92, 92a und 98) bei vorhandener Haftfestigkeit und ohne Reibung.

A. Für den Fall, daß die Schubkräfte von der Wand und der Gleitfläche auf den abrutschenden Körper gleichgerichtet sind (beide aufwärts für den aktiven Erddruck, oder beide abwärts für den passiven Erddruck).

Es ergibt sich für:

$\frac{V}{K_s \cdot h} = n = \frac{h-t}{h}$	ϑ	μ der Gl. 92a	$h = \frac{t}{1-n}$	Bemerkungen
1	2	3	4	5
0	45°	2	$4 \frac{K_s}{\gamma}$	(= t)
0,1	$43\frac{2}{3}$	2,10	4,45 "	Die Tabelle gilt gleichzeitig für passiven Erddruck, wenn die von der Wand und Gleitfläche ausgeübten Schubkräfte gleichgerichtet (beide abwärts gerichtet) sind (S. 185).
0,2	$42\frac{1}{3}$	2,19	5 "	
0,3	$41\frac{1}{3}$	2,28	5,72 "	
0,4	$40\frac{1}{4}$	2,37	6,67 "	
0,5	$39\frac{1}{3}$	2,455	8 "	
0,6	$38\frac{1}{3}$	2,53	10 "	
0,7	$37\frac{1}{2}$	2,605	13,33 "	
0,8	$36\frac{3}{4}$	2,68	20 "	
0,9	36	2,755	40 "	
1,0	$35\frac{1}{3}$	2,83	∞ "	

Als freistehende Wandhöhe ist $t = \frac{4 K_s}{\gamma}$. Für ein gegebenes h kann man daher $n = \frac{h-t}{h} = 1 - \frac{t}{h} = 1 - \frac{4 K_s}{\gamma \cdot h}$ errechnen und nun ϑ nach Gl. 93 und μ der Gl. 92a ermitteln oder aus der vorstehenden Tabelle 15 entnehmen. Damit ist der wagerechte Erddruck $E_1 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \mu \cdot K_s \cdot h$ und die Schubkraft $V = K_s (h - t)$ zu errechnen.

Rechnet man sich nun, ausgehend von dem Werte $h = t = \frac{4 K_s}{\gamma}$, für weitere größere Wandhöhen den Erddruck $E_1 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \mu \cdot K_s \cdot h$ aus, so

sieht man, daß der Abzug $\mu \cdot Ks \cdot h$ nicht verhältnismäßig zu h bleibt. μ ist nicht konstant, sondern nimmt von $\mu = 2$ für $h = \frac{4 Ks}{\gamma}$ bis $\mu = 2,83$ für $h = \infty$ zu. Die Erddruckfläche kann also, wenn im oberen Teile der Wand keine Haftung vorhanden ist, sondern nur im unteren Teile, soweit der Erddruck größer als 0 ist, kein Trapez *ficg* (Abb. 90b) sein, sondern muß z. T. krummlinig begrenzt sein *f'i'cg*. Die Anwendbarkeit der oben gegebenen Formeln wird aber dadurch nicht beschränkt. Auch wird man den Angriffspunkt des Erddruckes E_1 mit genügender Annäherung in Höhe des Schwerpunktes der Druckfigur *f'i'cg* finden können, indem man diese als Trapez ansieht.

Verzichtet man ganz auf das Haften zwischen Erde und Wand und auf die diesem Haften entsprechende Schubkraft an der Wand, dann wird $n = \frac{h-t}{h} = 0$, damit die Neigung der ungünstigsten Gleitfläche $\vartheta = 45^\circ$ und der wagerechte Erddruck

$$E_1 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - 2 Ks \cdot h \quad 95)$$

Wir bekommen also, nochmals kurz zusammengefaßt, folgende drei Fälle des Druckes der reibungslosen Erde mit Kohäsion auf eine senkrechte Wand bei wagerechter Hinterfüllung.

Tabelle 16.

Aktiver Erddruck auf eine senkrechte Wand

bei Vorhandensein der Haftfestigkeit und beim Fehlen der Reibung.

A. Für den Fall, daß die Schubkraft von der Wand auf die Hinterfüllungserde aufwärts gerichtet ist.

	I	II	III
	Haften an der Wand		
	in ganzer Wandhöhe	nur soweit positiver Erddruck	überhaupt nicht
E_1	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} - 2,83 Ks \cdot h$	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \mu \cdot Ks \cdot h$ (μ s. Tabelle 15)	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} - 2 Ks \cdot h$
V	$Ks \cdot h$	$Ks (h - t)$	0

Tritt ausnahmsweise der Fall ein, daß bei aktivem Erddruck eine abwärtsgerichtete Schubkraft von der Wand auf die Hinterfüllungserde ausgeübt wird von der Größe $V = Ks \cdot h$, oder auch bei Ablösung von der Wand $V = n \cdot Ks \cdot h$, dann wird die ungünstigste Neigung ϑ der Gleitfläche kleiner als 45° , und zwar

$$\sin \vartheta = \frac{1}{\sqrt{2-n}} = \left(2 - \frac{h-t}{h} \right)^{-1/2} \quad 93a)$$

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{1}{\sqrt{1-n}}$$

$$\mu_1 = \frac{\operatorname{tg} \vartheta}{\sin^2 \vartheta} - n \cdot \operatorname{tg} \vartheta = \frac{1(2-n)}{\sqrt{1-n}} - \frac{n}{\sqrt{1-n}} = 2\sqrt{1-n}.$$

Der wagerechte Erddruck beträgt dann

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - \mu_1 \cdot K_s \cdot h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2\sqrt{1-n} \cdot K_s \cdot h \quad 93b)$$

Die μ_1 -Werte ergeben sich aber dann aus der für den passiven Erddruck unten wiedergegebenen Tabelle 18 (Schubkraft an der Wand und an der Gleitfläche einander entgegengesetzt gerichtet). Für $n=1$ also $t=0$ wird die ungünstigste Neigung ϑ der Gleitfläche $= 90^\circ$, und der wagerechte Erddruck wird $= \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$, gleich dem Druck einer Flüssigkeit. Für $n=0$ also $t=h$ wird $\sin \vartheta = 1/2 \sqrt{2}$ oder $\vartheta = 45^\circ$ und $E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} - 2 K_s \cdot h$. Die Wanddrücke ergeben sich dann für die vorher angegebenen drei Fälle.

Tabelle 17.

Aktiver Erddruck auf eine senkrechte Wand

bei Vorhandensein der Haftfestigkeit und beim Fehlen der Reibung.

B. Für den Fall, daß die Schubkraft von der Wand auf die Hinterfüllungserde abwärts gerichtet ist.

	I	II	III
	Haften an der Wand		
	in ganzer Wandhöhe	nur soweit positiver Erddruck	überhaupt nicht
E_1	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2}$	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \mu_1 \cdot K_s \cdot h$ (μ_1 s. Tabelle 18)	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} - 2 K_s \cdot h$
V	$K_s \cdot h$	$K_s (h-t)$	0

Der passive Erddruck errechnet sich in genau der gleichen Weise, nur sind die Schubkräfte auf den rutschenden Erdkörper in diesem Falle im allgemeinen abwärts gerichtet (Abb. 91).

$$E_{1p} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + K_s \cdot h \left(n \cdot \operatorname{tg} \vartheta + \frac{\operatorname{tg} \vartheta}{\sin^2 \vartheta} \right)$$

erhält seinen Kleinstwert für

$$\sin \vartheta = \frac{1}{\sqrt{2+n}} \qquad \operatorname{tg} \vartheta = \frac{1}{\sqrt{1+n}}$$

$$E_{1p} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + K_s \cdot h \left(\frac{n}{\sqrt{1+n}} + \frac{1(2+n)}{\sqrt{1+n}} \right) = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + 2\sqrt{1+n} \cdot K_s \cdot h.$$

Die Neigung der ungünstigsten Gleitfläche ϑ ist die gleiche wie beim aktiven Erddruck, nämlich $= 45^\circ$, wenn an der Wand keine (der Haftung entsprechende) Schubkraft auftritt ($n = 0$) und $= 35\frac{1}{2}^\circ$, wenn an der

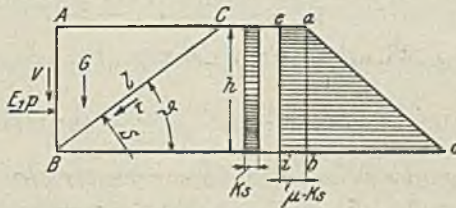


Abb. 91. Passiver Erddruck bei Kohäsion bei fehlender Reibung.

ganzen Wand Schubkraft vorhanden ist ($n = 1,0$). Der wagerechte Erddruck E_{1p} beträgt dann bei Vorhandensein der vollen Schubkraft an der Wand ($n = 1,0$)

$$E_{1p} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} + 2,83 K_s \cdot h \quad 96)$$

beim Fehlen der Schubkraft ($n = 0$)

$$E_{1p} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} + 2 K_s \cdot h \quad 97)$$

Im ersten Falle ($n = 1,0$) wirkt außerdem eine Schubkraft in der Wand abwärts $V = K_s \cdot h$: im zweiten Falle ist $V = 0$ für $n = 0$.

Ob an der Wand eine Schubkraft auftritt oder nicht, das ergibt sich aus der Bauanordnung und aus der Überlegung, welche Verschiebungsmöglichkeit zwischen Wand und Erde beim Nachgeben der Erde besteht. Mit der Möglichkeit des Klaffens einer Fuge, z. B. zwischen Ankerwand und Erde, ist im allgemeinen nicht zu rechnen und daher auch nicht mit der Möglichkeit, daß nur auf einem Teile der Höhe h die Schubkraft K_s wirkt.

Wohl aber kann der Fall eintreten, daß die Richtung des passiven Erddruckes (z. B. durch die Ankerrichtung) gegeben ist mit dem Neigungswinkel δ (abwärts geneigt, oder was dasselbe ist: Erdwiderstand aufwärts geneigt). Dann ist der wagerechte Erddruck

$$E_{1p} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + \mu \cdot K_s \cdot h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + 2 \sqrt{1+n} \cdot K_s \cdot h \quad . . 98)$$

und

$$V = E_{1p} \cdot \operatorname{tg} \delta \quad 99)$$

Setzt man $V = n \cdot K_s \cdot h$, so stellt n in diesem Falle einen Sicherheitsgrad dar. Es ist dann

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{V}{E_{1p}} = \frac{n \cdot K_s \cdot h}{\frac{\gamma \cdot h^2}{2} + 2 \sqrt{1+n} \cdot K_s \cdot h}$$

$$2 \operatorname{tg} \delta \cdot K_s \cdot h \sqrt{1+n} = n \cdot K_s \cdot h - \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \delta.$$

Die weitere Umformung liefert eine quadratische Gleichung für n , aus der sich n errechnen läßt.

Einfacher ist es, durch Annäherung vorzugehen. Für $n=0$ bis $n=1,0$ liegt $\mu = 2\sqrt{1+n}$ zwischen 2,0 und 2,83. Man schätze anfänglich μ , z. B. $\mu = 2,5$ und ermittle $E_{1p} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} + 2,5 K_s \cdot h$ sowie $V = E_{1p} \cdot \operatorname{tg} \delta$. Aus dem sich dadurch ergebenden Verhältnis $n = \frac{V}{K_s \cdot h}$ kann man nach Tabelle 15 auf S. 182, die in gleicher Weise für aktiven und passiven Erddruck gilt, einen verbesserten Wert von μ und schließlich durch entsprechende Wiederholung den richtigen Wert von μ entnehmen. Ergibt sich bei der Rechnung $n = \frac{V}{K_s \cdot h}$ größer als 1, dann ist die Verankerung unter den gemachten Voraussetzungen (lediglich Kohäsion ohne vom Druck abhängige Reibung) nicht standsicher, sobald E_{1p} voll ausgenutzt werden soll. Bleibt der Ankerzug Z unter dem Werte des passiven Erddruckes für $n=1$ ($Z \cdot \cos \delta < E_{1p}$), dann ist noch zu prüfen, ob in diesem Falle $\frac{Z \cdot \sin \delta}{K_s \cdot h}$ nicht größer als 1 wird. Für die Standsicherheit ist erforderlich $Z \cdot \sin \delta \leq K_s \cdot h$.

Wirkt die Ankerkraft nach oben oder ist aus einem sonstigen Grunde von der Wand beim passiven Erddruck eine aufwärts gerichtete Schubkraft zu erwarten, dann lautet die Gl. 92 auf diesen Fall angewandt (vergl. oben S. 180)

$$E_{1p} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + K_s \cdot h \left(\frac{1}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} - n \cdot \operatorname{tg} \vartheta \right) = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} + \mu_1 \cdot K_s \cdot h. \quad 100$$

Der Winkel ϑ der ungünstigsten Gleitfläche ergibt sich dann ähnlich wie oben bei Gl. 93a zu

$$\sin \vartheta = \frac{1}{\sqrt{2-n}} \quad \dots \dots \dots 101)$$

Eingesetzt in Gl. 100 ergibt

$$E_{1p} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} + 2\sqrt{1-n} \cdot K_s \cdot h \quad \dots \dots \dots 100a)$$

Für verschiedene Verhältnisse $n = \frac{V}{K_s \cdot h}$ würden sich folgende ungünstigste Gleitwinkel ϑ und μ_1 -Werte der Gleichung $E_{1p} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} + \mu_1 \cdot K_s \cdot h$ ergeben (s. Tabelle 18).

Tabelle 18.

 μ_1 -Werte des aktiven und passiven Erddruckes

(nach Gl. 92, 92a und 98) bei vorhandener Haftfestigkeit und ohne Reibung.

B. Für den Fall, daß die Schubkräfte von der Wand und von der Gleitfläche auf den rutschenden Erdkörper einander entgegengesetzt gerichtet sind (aufwärts bzw. abwärts).

$\frac{h-t}{h} = n = \frac{V}{Ks \cdot h}$	β	μ_1	$h = \frac{t}{1-n}$	Bemerkungen
1	2	3	4	5
0	45°	2	4 $\frac{Ks}{\gamma}$	(= t)
0,1	46° 35'	1,9	4,45 "	Die Tabelle gilt gleichzeitig für aktiven Erddruck, wenn die von der Wand und von der Gleitfläche ausgeübten Schubkräfte entgegengesetzt (aufwärts und abwärts) gerichtet sind (vergl. oben S. 184).
0,2	48 ¹ / ₄	1,785	5 "	
0,3	50 ¹ / ₆	1,675	5,72 "	
0,4	52 ¹ / ₃	1,55	6,67 "	
0,5	54 ² / ₆	1,42	8 "	
0,6	57 ³ / ₄	1,27	10 "	
0,7	61 ¹ / ₃	1,10	13,33 "	
0,8	66	0,89	20 "	
0,9	72 ¹ / ₂	0,65	40 "	
1,0	90	0	∞ "	

Es können dabei wieder die in folgender Tabelle 19 aufgeführten Fälle eintreten:

Tabelle 19.

Passiver Erddruck einer senkrechten Wand

bei Vorhandensein der Haftfestigkeit und beim Fehlen der Reibung.

A. Für den Fall, daß die Schubkraft von der Wand auf die Hinterfüllungserde abwärts gerichtet ist.

	I	II	III
	Haften an der Wand		
	ganz ausgenutzt	nur zum n ten Teil ausgenutzt	überhaupt nicht ausgenutzt
$E_{1P} =$	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} + 2,83 Ks \cdot h$	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} + \mu \cdot Ks \cdot h$ (μ s. Tabelle 15.)	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} + 2 Ks \cdot h$
V	$Ks \cdot h$	$n \cdot Ks \cdot h$	0

B. Für den Fall, daß die Schubkraft von der Wand auf die Hinterfüllungserde aufwärts gerichtet ist.

	I	II	III
	Haften an der Wand		
	ganz ausgenutzt	nur zum n ten Teil ausgenutzt	überhaupt nicht ausgenutzt
$E_{1P} =$	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2}$	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} + \mu_1 \cdot Ks \cdot h$ (μ_1 s. Tabelle 18.)	$\gamma \cdot \frac{h^2}{2} + 2 Ks \cdot h$
V	$Ks \cdot h$	$n \cdot Ks \cdot h$	0

Bei geneigter Wand (unter dem Winkel α) und geneigter Erdhinterfüllung (unter dem Winkel β), s. Abb. 89, lauten die Gl. 87 u. 88

$$G \cdot \sin \vartheta - K_s \cdot \frac{h}{\cos \alpha} \sin(\vartheta + \alpha) - K_s \cdot l - E \cdot \cos(\vartheta + \alpha) = 0 \quad 102)$$

und

$$E_1 = \frac{G \cdot \sin \vartheta}{\cos(\vartheta + \alpha)} - \frac{K_s \cdot h}{\cos(\vartheta + \alpha)} \left(\frac{\sin(\vartheta + \alpha)}{\cos \alpha} + \frac{l}{h} \right) \quad 103)$$

Von einer allgemeinen Auflösung der Gl. 103 ist wegen der Unübersichtlichkeit abgesehen. Man findet am einfachsten die (ungünstigste) Gleitfläche, indem man E_1 für verschiedene Winkel ϑ nach Gl. 103 ausrechnet und in Abhängigkeit von ϑ graphisch darstellt und dann aus dieser graphischen Darstellung den größten Wert E_1 ermittelt.

Auch die oben bei senkrechter Wand und wagerechter Erdhinterfüllung behandelten verschiedenen Fälle des aktiven und passiven Erddruckes mit aufwärts und abwärts gerichteter Schubkraft an der Wand lassen sich ohne Schwierigkeit in der gleichen Weise behandeln, und zwar ergibt sich

I. der aktive Erddruck, wenn

a) Schubkraft von Wand auf Erde aufwärts gerichtet ist

$$E_1 = \frac{1}{\cos(\vartheta + \alpha)} \left[G \cdot \sin \vartheta - K_s \cdot h \left(\frac{l}{h} + \frac{\sin(\vartheta + \alpha)}{\cos \alpha} \right) \right]$$

(wie Gl. 103);

b) Schubkraft von Wand auf Erde abwärts gerichtet

$$E_1 = \frac{1}{\cos(\vartheta + \alpha)} \left[G \cdot \sin \vartheta - K_s \cdot h \left(\frac{l}{h} - \frac{\sin(\vartheta + \alpha)}{\cos \alpha} \right) \right] \quad . \quad . \quad 104)$$

II. der passive Erddruck, wenn

a) Schubkraft von Wand auf Erde abwärts gerichtet ist

$$E_{1p} = \frac{1}{\cos(\vartheta + \alpha)} \left[G \cdot \sin \vartheta + K_s \cdot h \left(\frac{l}{h} + \frac{\sin(\vartheta + \alpha)}{\cos \alpha} \right) \right] \quad . \quad . \quad 105)$$

b) Schubkraft von Wand auf Erde aufwärts gerichtet ist

$$E_{1p} = \frac{1}{\cos(\vartheta + \alpha)} \left[G \cdot \sin \vartheta + K_s \cdot h \left(\frac{l}{h} - \frac{\sin(\vartheta + \alpha)}{\cos \alpha} \right) \right] \quad . \quad . \quad 106)$$

Diese Erddruckkräfte wirken, da keine Reibung vorhanden ist, senkrecht zur Wandfläche; außerdem wirkt in der Wand die Schubkraft $K_s \cdot z$ bei Ia und IIb aufwärts, bei Ib und IIa abwärts.

E. Widerstand des Baugrundes gegen Erddruck beim Fehlen der Reibung.

1. Bei Annahme ebener Gleitflächen

führt man die Untersuchung in der gleichen Weise durch, wie sie oben in den Abb. 72 bis 74 angegeben ist.

In Abb. 92a ist der Fall dargestellt. Die Mauer rutsche auf der unter dem Winkel ϑ geneigten Gleitfläche KL ab und dränge den widerstehenden Erdkeil HLM heraus. Auf den abrutschenden Teil rechts $AKLHJ$ wirkt

sein Gewicht $= \Sigma G$, und zwar das Gewicht der Mauer G_m und das Gewicht der Erde $= \gamma \cdot \frac{T^2 \operatorname{ctg} \vartheta}{2} - \gamma(OBCDFO)$ oder, wenn wir das Gewicht der zuletzt genannten Fläche $OBCDFO$ mit G_0 bezeichnen,

$$\Sigma G = (G_m - G_0) + \gamma \cdot \frac{T^2}{2} \cdot \operatorname{ctg} \vartheta,$$

außerdem von der Gleitfläche die Normalkraft Q und die Schubkraft $K_s \cdot l$, von links der wagerechte Erdwiderstand E und die Schubkraft $V = K_s \cdot l$.

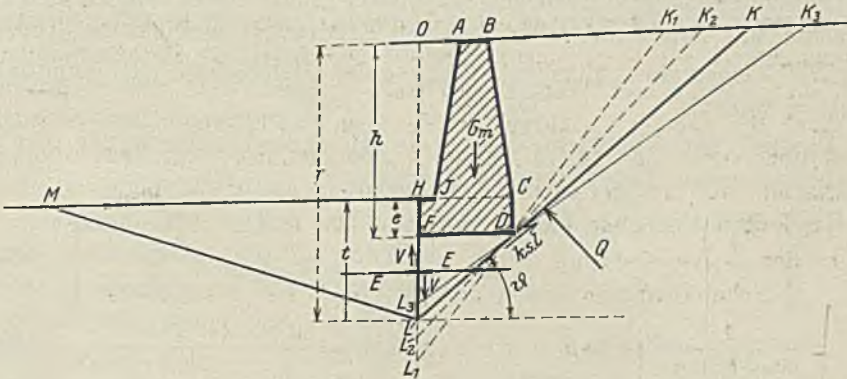


Abb. 92a.

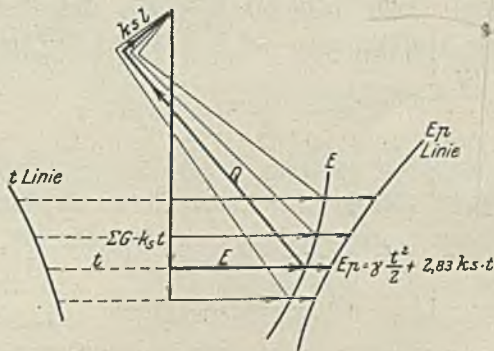


Abb. 92b.

Widerstand des Baugrundes gegen Erddruck beim Fehlen der Reibung.

E und Q sind nach ihrer Richtung, alle anderen Kräfte nach Größe und Richtung bekannt; und wir können die Größe der beiden Kräfte E und Q durch Zusammensetzen im Kräfteck finden. In Abb. 92b ist dies für eine Reihe verschieden geneigter Gleitflächen durchgeführt und durch die Endpunkte der Kräfte eine glatt verlaufende Linie, die E -Linie, gelegt. Die ebenfalls, den Kräften gegenüber, aufgetragenen Tiefen $t = HL$ (HL_1 , HL_2 usw.) geben uns den Grenzwert des Erdwiderstandes gleich dem passiven Erddruck. Dieser ist nach den Ausführungen auf S. 184 $E_p = \gamma \cdot \frac{t^2}{2} + 2,83 K_s \cdot t$. Diese Werte des passiven Erddruckes E_p sind für die gleichen Gleitflächen

von derselben Grundlinie auf den E -Kräften aufgetragen und geben uns durch ihre Endpunkte die E_p -Linie. Die geringste Entfernung beider Linien, der E - und E_p -Linie, gibt uns die ungünstigste Gleitfläche an, in der beim Nachgeben des Baugrundes zuerst der Bruch stattfindet, und das Verhältnis $\frac{E_p}{E} = \eta$ gibt uns den Sicherheitsgrad an. Schneiden sich die beiden Linien, dann wird $\eta < 1$ und der Baugrund ist nicht standfähig.

In der Abb. 92b ist auch zum Ausdruck gebracht, daß der für den Untergrund ungünstigste Erddruck E nicht der größte Grenzwert ist, also nicht der sonst mit dem Namen des „aktiven Erddrucks“ bezeichnete Erddruck.

Wir können die ungünstigste Neigung der Gleitfläche ϑ auch unmittelbar analytisch finden.

Parallel zur Gleitfläche lautet die Gleichgewichtsbedingung der auf den abrutschenden Teil wirkenden Kräfte

$$E \cdot \cos \vartheta + Ks \cdot t \cdot \sin \vartheta = (G_m - G_0) \cdot \sin \vartheta + \gamma \cdot \frac{T^2}{2} \cdot \operatorname{ctg} \vartheta \cdot \sin \vartheta - \frac{Ks \cdot T}{\sin \vartheta} \quad (107)$$

$$E = (G_m - G_0) \cdot \operatorname{tg} \vartheta - Ks \cdot t \cdot \operatorname{tg} \vartheta + \gamma \cdot \frac{T^2}{2} - \frac{Ks \cdot T}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} \quad (108)$$

Der Grenzwert des „passiven Erddruckes“, der diesem Erddruck entgegenwirkt, beträgt, wenn lediglich Kohäsion ohne Reibung vorhanden ist, nach den früheren Ausführungen auf S. 184 für die Tiefe t

$$E_p = \gamma \cdot \frac{t^2}{2} + 2,83 Ks \cdot t.$$

Der Überschuß des passiven Erddruckes E_p über den angreifenden Erddruck E erreicht seinen Kleinstwert, d. h. diejenige Gleitfläche ist die ungünstigste (auf der zuerst der Bruch eintritt), für die die erste Abgeleitete

$$\frac{d(E_p - E)}{d\vartheta} = 0 \text{ ist.}$$

Nun ist

$$E_p - E = \gamma \cdot \frac{t^2}{2} + 2,83 Ks \cdot t - (G_m - G_0) \cdot \operatorname{tg} \vartheta + Ks \cdot t \cdot \operatorname{tg} \vartheta - \gamma \cdot \frac{T^2}{2} + \frac{Ks \cdot T}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} \quad (109)$$

oder, da

$$t = e + b \cdot \operatorname{tg} \vartheta \\ T = h + b \cdot \operatorname{tg} \vartheta \text{ ist,}$$

$$E_p - E = \gamma \cdot \frac{e^2}{2} + \gamma \cdot e \cdot b \cdot \operatorname{tg} \vartheta + \gamma \cdot \frac{b^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \vartheta}{2} + 2,83 Ks \cdot e + 2,83 Ks \cdot b \cdot \operatorname{tg} \vartheta - (G_m - G_0) \cdot \operatorname{tg} \vartheta + Ks \cdot e \cdot \operatorname{tg} \vartheta + Ks \cdot b \cdot \operatorname{tg}^2 \vartheta - \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \gamma \cdot h \cdot b \cdot \operatorname{tg} \vartheta - \gamma \cdot \frac{b^2}{2} \operatorname{tg}^2 \vartheta + \frac{Ks \cdot h}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} + \frac{Ks \cdot b}{\cos^2 \vartheta} \quad (110)$$

Setzt man $\frac{d(E_p - E)}{d\vartheta} = 0$, dann ergibt sich eine Gleichung dritten

Grades für $\text{tg } \vartheta$

$$\frac{1}{\text{tg}^2 \vartheta} - 4 \frac{b}{h} \text{tg } \vartheta + \gamma \cdot \frac{b}{K_s} \cdot \frac{(h - e)}{h} - \frac{2,83 b + e + h}{h} + \frac{G_m - G_0}{K_s \cdot h} = 0.$$

(Bezeichnungen s. Abb. 92 und hier oben.)

2. Ist eine Spundwand vorhanden, dann ist die Gleichgewichtsbedingung zuerst für die Spitze der Spundwand aufzustellen, ebenso wie es in Abb. 73a u. b für reibende und kohäsionslose Erde geschehen ist, und für verschiedene Neigungen ϑ der Gleitfläche KL der Erddruck E auf die Spundwand zu ermitteln, nur mit dem Unterschiede, daß E und Q senkrecht zur Spundwand bzw. zur Gleitfläche wirken und außerdem die nach Größe und Richtung bekannten Schubkräfte in der Spundwand und in der Gleitfläche $K_s t$ und $K_s \cdot l$ einzuführen sind. In Abb. 93 ist der der Abb. 73b entsprechende Kräfteplan, aber für reibungslose Erde mit Kohäsion wiedergegeben. Im übrigen dürften die Ausführungen ohne besondere Abbildung unter Hinweis auf die Abb. 73 u. 92 verständlich sein.

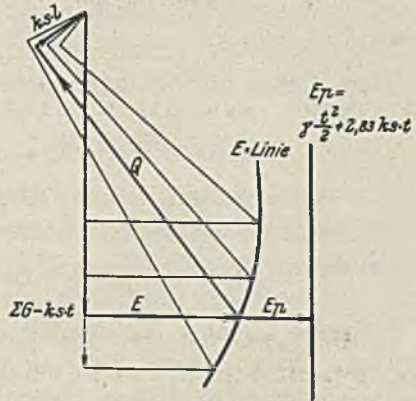


Abb. 93. Wirkung einer Spundwand beim Fehlen der Reibung.

Auch hier ist es leicht möglich, die ungünstigste Neigung der „Gleitfläche“ ϑ unmittelbar analytisch zu finden. Die Gl. 108 bleibt auch hier gültig.

$$E = (G_m - G_0) \text{tg } \vartheta - K_s \cdot t \cdot \text{tg } \vartheta + \gamma \cdot \frac{T^2}{2} - \frac{K_s \cdot T}{\sin \vartheta \cos \vartheta}.$$

Es vereinfacht sich aber die Rechnung dadurch, daß t und damit auch T (bis zur Spundwandspitze) konstant sind. Damit wird

$$\left. \begin{aligned} E_p - E = \gamma \cdot \frac{t^2}{2} + 2,83 K_s \cdot t - (G_m - G_0) \text{tg } \vartheta + K_s \cdot t \cdot \text{tg } \vartheta \\ - \gamma \cdot \frac{T^2}{2} + \frac{K_s \cdot T}{\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta} \end{aligned} \right\} 111)$$

Setzt man die erste Abgeleitete $= 0$, dann ergibt sich für die ungünstigste Neigung der Gleitfläche

$$\text{ctg } \vartheta = \sqrt{\frac{t + T}{T} - \frac{(G_m - G_0)}{K_s \cdot T}} \dots \dots 112)$$

In diesem Falle entspricht die ungünstigste Neigung der Gleitfläche, da der passive Erddruck für die konstante Tiefe der Spundwand t konstant ist, auch dem größten Erddruck, also dem Grenzwerte des „aktiven Erddruckes“

Trifft die so errechnete oder konstruierte Gleitfläche die Fundamentsohle, dann ist die Spundwand als Sicherheit gegen Gleiten wertlos; die Gleitfläche liegt tiefer und ist nach dem vorigen Abschnitt ohne Spundwand zu ermitteln.

Ist die Aufgabe gestellt, und das wird meist der Fall sein, die Tiefe einer notwendig werdenden Spundwand zu bestimmen, dann verfährt man in gleicher Weise, wie oben in Abb. 74a u. b Seite 116 angegeben ist, nur mit dem Unterschiede, daß man den Erddruck an der Spundwand und in der Gleitfläche senkrecht zur Fläche annimmt und die der Haftung entsprechende Schubkraft K_s einführt.

Man zeichnet sich, wie in Abb. 74a u. b, für verschiedene Tiefen t und die zugehörigen Gleitflächen den Erddruck E und den Grenzwert des passiven Erddruckes E_p ; dabei ist die Gleitflächenneigung anfangs bei größerer Tiefe t nach Gl. 112 anzunehmen

$$\operatorname{ctg} \vartheta_1 = \sqrt{\frac{t+T}{T} - \frac{(G_m + G_0)'}{K_s \cdot T}}$$

Bezeichnungen siehe in Abb. 92 und im ersten Teile dieses Abschnittes. Die Zusammensetzung der Kräfte zur Ermittlung des Erddruckes E geschieht ebenso wie in Abb. 92b u. 93.

Sobald die Gleitfläche mit der Neigung ϑ_1 nach obiger Gleichung für geringere Tiefen t die Fundamentsohle FD trifft, dann legt man die Gleitfläche mit geringerer Neigung durch den Punkt D und ermittelt für diese Fälle (für verschiedene Tiefen t) $\Sigma G - K_s \cdot t$ und den Erddruck E und trägt sie wie in Abb. 74b in Beziehung zu der Tiefe t auf, ebenso den η -fachen Betrag $\eta \cdot E$ sowie E_p . Der passive wagerechte Erddruck E_p ist aber für reibungslose Erde mit Kohäsion

$$E_p = \gamma \frac{t^2}{2} + 2,83 K_s \cdot t.$$

Aus einer solchen Darstellung kann man die für η -fache Sicherheit notwendige Spundwandtiefe t_n entnehmen.

3. Bei Annahme einer kreisförmigen Gleitfläche.

Nach Abb. 76 u. 78 gestaltet sich die Rechnung für den Fall der reibungslosen Erde noch einfacher. Die Gl. 60 für das Drehmoment der durch die kreisförmige Gleitfläche abgetrennten Erdmassen und Bauwerkteile um den Kreismittelpunkt bleibt bestehen:

$$M_p = \gamma_0 \cdot b \cdot R \left(\Sigma \frac{m}{n} h \text{ rechts} - \Sigma \frac{m}{n} h \text{ links} \right).$$

Diesem Momente wirkt nur die Schubkraft entgegen, da die Normalkräfte durch den Mittelpunkt gehen. Die Schubkraft beträgt beim Bruch nach der Gleitfläche

$$V = K_s \cdot l,$$

wenn l die Länge der kreisförmigen Gleitfläche ist und das Moment um den Kreismittelpunkt

$$M_v = K_s \cdot l \cdot R.$$

Sicherheit gegen Bruch ist nur dann vorhanden, wenn

$$\sum \frac{m}{n} h \text{ rechts} - \sum \frac{m}{n} h \text{ links} \leq \frac{Ks \cdot l}{\gamma_0 \cdot b}$$

ist (vergl. Tabelle 13, Spalte 5).

Um die ungünstigste Gleitfläche zu finden, muß man auch hier verschiedene Mittelpunktlagen und verschiedene Halbmesser des Gleitflächenkreises untersuchen. Diejenige Gleitfläche ist die wahrscheinlichste, für die das Verhältnis $\frac{Ks \cdot l}{\gamma_0 \cdot b} : \sum \frac{m}{n} h$ (rechts — links) am kleinsten wird. Dieses kleinste Verhältnis gibt dann den Sicherheitsgrad an. Wird der Sicherheitsgrad gleich 1 oder kleiner als 1, dann ist der Bruch zu erwarten. Die Rechnung in der Form der Tabelle 13, Spalte 1 bis 5 ist außerordentlich einfach.

F. Widerstandsfähigkeit des Baugrundes.

1. Gegen senkrechte Lasten bei fehlender Reibung und vorhandener Kohäsion unter Voraussetzung ebener Gleitflächen.

In Abb. 94 sei der Querschnitt einer längeren Mauer angedeutet, deren Gewicht einschließlich Fundament für die Längeneinheit = P ist.

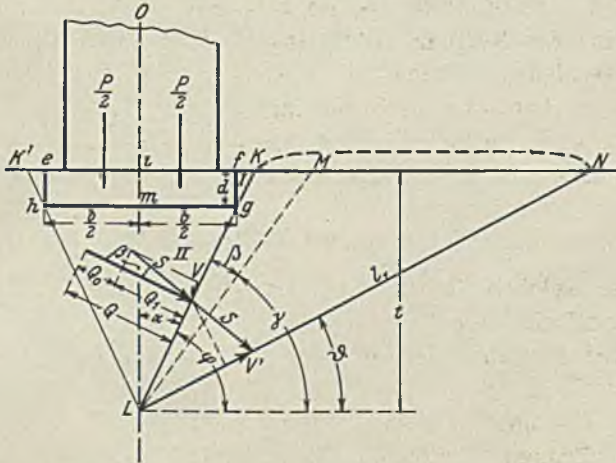


Abb. 94. Widerstand des Baugrundes gegen senkrechte Lasten beim Fehlen der Reibung, aber Vorhandensein der Kohäsion (ebene Gleitflächen).

Bei Vorhandensein geradliniger Gleitflächen wird die Last mit einem Erdkeil KLK' unter dem Winkel α beiderseits der Mittelsenkrechten OL in den Boden sinken, bzw. auf den beiden unter dem Winkel φ geneigten Gleitflächen KL und $K'L$ abwärts gleiten, während beiderseits Keile KLN herausgedrückt werden und auf der unter dem φ geneigten zweiten Gleitfläche aufwärts gleiten.

Die Winkel φ und ϑ kennen wir vorläufig nicht. Sie sind so zu ermitteln, daß für sie die Tragkraft P ihren Kleinstwert erreicht. In der

Gleitfläche KL und NL muß im Falle des Bruches dabei die Höchstschubkraft $K_s \cdot (KL)$ bzw. $K_s \cdot (LN)$ auftreten, wenn K_s die der Haftung entsprechende Schubfestigkeit des Bodenmaterials ist. Die senkrecht zu den Gleitflächen wirkenden Kräfte Q können wir uns errechnen.

Für die Gleitfläche KL beträgt

$$Q = \frac{\Sigma G}{\cos \varphi} - V \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad 113)$$

Betrachtet man wegen der Symmetrie nur die halbe Mauer, dann setzt sich ΣG zusammen aus dem Mauergewicht einschließlich Fundament $= \frac{P}{2}$

und den Gewichten der Erdprismen I und II $= \gamma_e \frac{t^2}{2} \operatorname{ctg} \varphi - \frac{G_0}{2}$, wenn t die (unbekannte) Tiefe des Punktes L und G_0 das Gewicht der durch das Fundament verdrängten Erde $= (efgh) \gamma_e$ ist.

Die Schubkraft V ist im Falle des Bruches $= K_s \cdot \frac{t}{\sin \varphi}$. Daraus ergibt sich

$$Q = \frac{\gamma_e \cdot t^2}{2} \cdot \frac{1}{\sin \varphi} + \frac{P - G_0}{2} \cdot \frac{1}{\cos \varphi} - \frac{K_s \cdot t}{\cos \varphi} \quad . . . 114)$$

Das erste Glied $\gamma_e \cdot \frac{t^2}{2} \cdot \frac{1}{\sin \varphi} = Q_0$ ist der in reibungsloser Erde ohne Belastung auftretende (natürliche) Normaldruck. Die durch die Belastung auftretende Änderung ist daher

$$Q_1 = Q - Q_0 = \frac{1}{\cos \varphi} \left(\frac{P - G_0}{2} - K_s \cdot t \right) \quad . . . 115)$$

Darin ist $(P - G_0)$ die tatsächliche Mehrbelastung des Bodens und im Falle des Bruches die Tragfähigkeit.

Um nun aus der Neigung φ der Gleitfläche KL die Neigung ϑ der anderen Gleitfläche NL zu finden, drehen wir die Gleitfläche so lange um den Punkt L und setzen die hinzukommenden Kräfte zusammen, bis die Schubspannung τ in dieser Gleitfläche ihren Größtwert erreicht. Im Falle des Gleitens muß dann dieser Größtwert auch $= K_s$, gleich der Schubspannung in der Gleitfläche KL sein. Wir haben also zwei Bedingungen für die Größen der Winkel φ und ϑ .

Bei der Drehung der Gleitfläche KL um L ergibt die Zusammensetzung von Q_0 $\left(= \gamma_e \cdot \frac{t^2}{2 \sin \varphi} \right)$ mit dem Gewicht des neu hinzukommenden Erdkeiles immer wieder eine zur neuen Gleitfläche senkrechte Kraft von der Größe $\gamma_e \cdot \frac{t^2}{2} \cdot \frac{1}{\sin(\varphi + \vartheta)}$.

Q_0 und das Erdgewicht des (gleichmäßigen) Bodens sind also zusammen ohne Einfluß auf die Schubkraft V und die Schubspannung. Die Schubspannung ist lediglich abhängig von $Q_1 = Q - Q_0$ und der Schubkraft V in der Gleitfläche $KL = \frac{K_s \cdot t}{\sin \varphi}$ bzw. von der Mittelkraft S dieser beiden

Kräfte, die unter dem Winkel β gegen die Normale zur Gleitfläche KL geneigt ist ($\text{tg } \beta = \frac{V}{Q_1}$).

Drehen wir die Gleitfläche KL um L um den Winkel β nach rechts bis ML , dann wird die Schubkraft $= 0$ für den Neigungswinkel γ der Gleitfläche. Drehen wir weiter bis zum Winkel ϑ der Gleitfläche NL , dann wird die Schubkraft

$$V_1 = S \cdot \sin(\gamma - \vartheta) \quad \dots \quad 116)$$

und die Schubspannung (für die Flächeneinheit)

$$\begin{aligned} \tau = \frac{V_1}{l_1} &= \frac{S \cdot \sin(\gamma - \vartheta) \cdot \sin \vartheta}{t} \\ &= \frac{S}{t} (\sin \gamma \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta - \cos \gamma \cdot \sin^2 \vartheta) \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\tau = \frac{V_1}{l_1}} \right\} 117)$$

Nach der ersten Bedingung muß τ seinen Größtwert erreichen. Es muß $d\tau = 0$ werden. Die erste Abgeleitete von Gl. 117 ergibt

$$\begin{aligned} \sin \gamma (\cos^2 \vartheta - \sin^2 \vartheta) - 2 \cos \gamma \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta &= 0 \\ \sin \gamma \cdot \cos 2 \vartheta &= \cos \gamma \cdot \sin 2 \vartheta \\ \text{tg } \gamma &= \text{tg } 2 \vartheta \\ \gamma &= \frac{\gamma}{2} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\sin \gamma (\cos^2 \vartheta - \sin^2 \vartheta)} \right\} 118)$$

Die zweite Bedingung sagt, daß die Schubspannungen τ in KL für den Neigungswinkel φ und τ_1 in NL für den Neigungswinkel ϑ beim Bruch gleich groß sein müssen, nämlich gleich der Schubfestigkeit Ks . Es muß sein

$$\tau = \frac{S \cdot \sin \beta \cdot \sin \varphi}{t} = \tau_1 = \frac{S \cdot \sin(\gamma - \vartheta) \cdot \sin \vartheta}{t} \quad 119)$$

Nun ist $\gamma = 2 \vartheta$ nach Gl. 118. Daraus ergibt sich

$$\sin \beta = \frac{\sin^2 \vartheta}{\sin \varphi} = \frac{\sin^2 \vartheta}{\sin(2 \vartheta + \beta)} \quad \dots \quad 120)$$

In der untenstehenden Tabelle 20 sind für verschiedene Winkel ϑ die zugehörigen Winkel β und φ errechnet. Für die zusammengehörigen Werte von ϑ und φ können wir nun rückwärts die Kräfte Q_1 ermitteln und danach die Tragfähigkeit bestimmen. Es ist

$$S = \frac{Ks \cdot t}{\sin^2 \vartheta} \quad \text{nach Gl. 119}$$

$$V = \frac{Ks \cdot t}{\sin \varphi}$$

$$Q_1 = \sqrt{S^2 - V^2} = Ks \cdot t \sqrt{\frac{1}{\sin^4 \vartheta} - \frac{1}{\sin^2 \varphi}}$$

Nach Gl. 115 ist aber

$$Q_1 = \left(\frac{P - G_0}{2} - Ks \cdot t \right) \cdot \frac{1}{\cos \varphi}$$

Daraus ergibt sich die Tragfähigkeit

$$(P - G_0) = 2 Ks \cdot t \left(\cos \varphi \sqrt{\frac{1}{\sin^4 \vartheta} - \frac{1}{\sin^2 \varphi}} + 1 \right)$$

weiter für $t = d + \frac{b}{2} \operatorname{tg} \varphi$

$$(P - G_0) = (2d + b \operatorname{tg} \varphi) Ks \left(\frac{\operatorname{ctg} \varphi}{\sin^2 \vartheta} \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^4 \vartheta + 1} \right) \quad . . \quad 121$$

$$(P - G_0) = (2d + b \operatorname{tg} \varphi) Ks \cdot \eta \quad 121a$$

worin $\eta = \frac{\operatorname{ctg} \varphi}{\sin^2 \vartheta} \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^4 \vartheta + 1}$ ist.

Die Werte von η sind ebenfalls für die zusammengehörigen Werte von ϑ und φ errechnet und in Tabelle 20 zusammengestellt.

Tabelle 20.

Zur Berechnung der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen senkrechte Lasten beim Fehlen der Reibung und bei Vorhandensein von Haftfestigkeit (nach Gl. 121a und 122a).

ϑ	β	$\varphi = 2\vartheta + \beta$	η	ζ
5°	2° 4' 48"	12° 4' 48"	129,646	27,704
10°	4° 12' 57"	24° 12' 57"	31,1635	14,016
15°	6° 28' 14 1/2"	36° 28' 14 1/2"	12,9234	9,553
20°	8° 55' 36"	48° 55' 36"	6,5423	7,5066
25°	11° 42' 12"	61° 42' 12"	3,5986	6,6843
30°	15° 0' 0"	75° 0' 0"	2,—	7,4641
35°	19° 12' 33 3/4"	89° 12' 33 3/4"	1,0396	75,3350

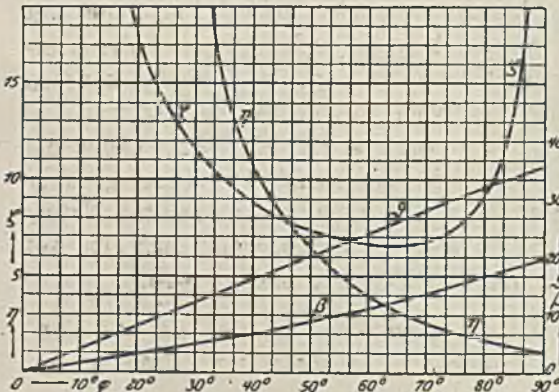


Abb. 95. Abhängigkeit zwischen den Winkeln ϑ , φ und β der Abb. 94, sowie die Leitwerte η und ζ zur Berechnung der Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen senkrechte Lasten nach Gleichung 121a und 122a.

In gleicher Weise sind die Winkel β und ϑ sowie die Werte η in Abb. 95 in Abhängigkeit von φ dargestellt.

Derjenige Winkel φ ist für die Tragfähigkeit maßgebend, für den $P - G_0$ der Gl. 121 bzw. 121a seinen Kleinstwert erreicht. Dieser Winkel liegt etwa in der Gegend von $\varphi = 65 - 70^\circ$. Eine allgemeine Auflösung

Gleichung der $\frac{d(P - G_0)}{d\varphi}$

macht unnötige Arbeit. Es dürfte bei der Art der ganzen Rechnung als Näherungs-

rechnung mit Rücksicht auf die Annahme der ebenen Gleitflächen genügen, den Mindestwert und damit die Tragfähigkeit durch kurze Versuchsrechnung zu bestimmen, indem man für verschiedene Winkel φ etwa zwischen 60 und 70° die Werte von $P - G_0$ nach Gl. 115a errechnet und die Beiwerte η einfach aus der Abb. 95 entnimmt.

Steht die Mauer ohne Fundament auf dem Boden und ist daher $d = 0$, dann lautet Gl. 121

$$P = K_s \cdot b \cdot \frac{1}{\sin^2 \varphi} \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^4 \vartheta} + \operatorname{tg} \varphi \quad \dots \quad 122)$$

oder

$$P = K_s \cdot b \cdot \zeta \quad \dots \quad 122a)$$

Die Werte von ζ sind ebenfalls errechnet und in Tabelle 20 mitgeteilt sowie in Abb. 95 dargestellt. Die ζ -Kurve hat ein deutliches Minimum von etwa $\zeta = 6,6$ bei $\varphi = \text{etwa } 65^\circ$. Die Tragfähigkeit des belasteten Baugrundes würde demnach betragen

$$P = \text{rd. } 6,6 \cdot b \cdot K_s \quad \dots \quad 123)$$

Für Überschläge kann man auch die Gl. 121a noch vereinfachen, indem man das Minimum angenähert bei $\varphi = 63\frac{1}{2}^\circ$ annimmt. Für $\varphi = 63\frac{1}{2}^\circ$ ist $\operatorname{tg} \varphi = \text{rd. } 2$ und $\eta = \text{rd. } 3,3$ (in Abb. 95). Dann ergibt sich fast in Übereinstimmung mit Gl. 123

$$P - G_0 = \text{rd. } 6,6 (b + d) K_s \quad \dots \quad 124)$$

Aus der obigen Überschlagrechnung ersieht man deutlich, daß ein Bodenmaterial ohne Reibung infolge der vorhandenen Haftung sehr wohl eine nicht unbeträchtliche Tragfähigkeit aufweisen kann. Bei einer der Haftung entsprechenden Schubfestigkeit $K_s = \text{etwa rd. } 1 \text{ t/m}^2 (= 100 \text{ g/cm}^2)$, die sicher öfter in fetten Bodenarten vorhanden ist, würde beispielsweise die Tragfähigkeit rd. 6 bis 7 t für 1 m² Grundfläche betragen. Trotzdem kann eine hohe Stützmauer, die man im Vertrauen auf die beobachtete Tragfähigkeit in der gleichen Bodenart ausführt und in der üblichen Weise unter Annahme einer bestimmten (vom Druck abhängigen) Reibung und mit angeblich genügender Sicherheit berechnet hat, gefährdet sein, weil der (vielleicht ganz richtig beobachtete) Schubwiderstand nicht auf Reibung, sondern hauptsächlich auf Kohäsion beruhte, also vom Drucke unabhängig war.

Bei hohen und kostspieligen Bauwerken sollte man sich daher die Mühe und Kosten nicht verdrießen lassen, das Bodenmaterial vorher genauer auf seine Eigenschaften, seine Reibung und Kohäsion im feuchten Naturzustande bei verschiedenen Belastungen zu untersuchen, wenn man sich vor unangenehmen Überraschungen am fertigen Bauwerk sichern will.

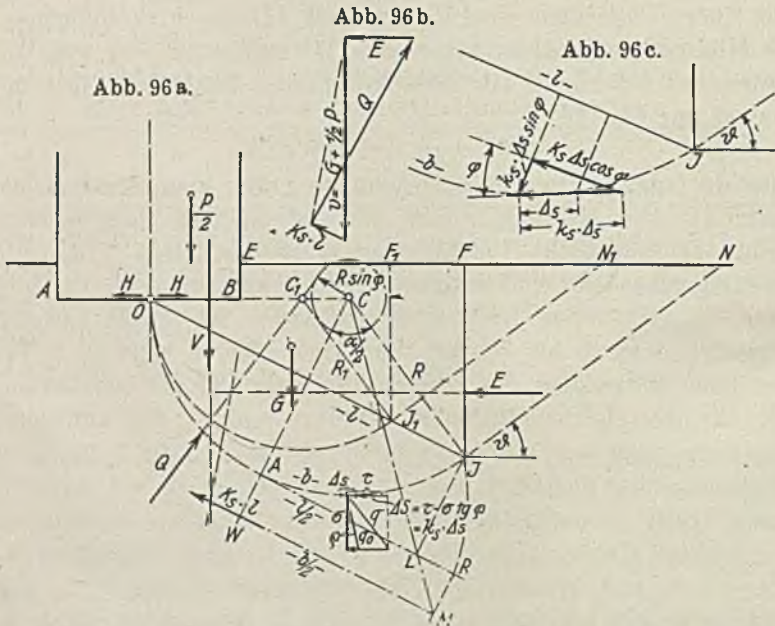
2. Widerstand des Baugrundes gegen senkrechte Lasten bei Vorhandensein von Haftfestigkeit und (geringer) Reibung bei Annahme kreisförmiger Gleitflächen.

Die vorhergehende Untersuchung hat uns gezeigt, daß ein Baugrund selbst ohne Reibung infolge der Kohäsion (Haftfestigkeit) erhebliche Tragfähigkeit aufweisen kann. Nun gibt es wohl kaum ein Erdmaterial, welches keine (vom Druck abhängige) Reibung zuläßt. Wohl aber gibt es in der Natur viele Bodenarten, besonders bindige Tone mit starkem Wassergehalt,²⁸⁾

²⁸⁾ Da der Wassergehalt unterhalb des Grundwasserspiegels mit dem Druck abnimmt, so ist auch die Kohäsion mittelbar nicht ganz unabhängig vom Druck (vergl. hierzu die Ausführungen von K. Terzaghi in seinem Buche Erdbaumechanik). Aber ein Eingehen auf diese Abhängigkeit würde die Rechnung unnötig erschweren. Hier ist mit einer mittleren Haftfestigkeit gerechnet. Es genügt in der Praxis, Haftfestigkeit und Wassergehalt in verschiedenen Bodentiefen festzustellen.

mit hoher Haftfestigkeit und verhältnismäßig sehr geringer Reibung. Wenn diese Tatsache bisher in der Praxis meist nicht genügend gewürdigt ist, so ist es wohl darin begründet, daß man den Gesamtschubwiderstand nicht in seine Teile Reibung und Haftfestigkeit zerlegt hat, obgleich bei geringem Druck die Haftfestigkeit die Reibung weit überwiegt.

Die Untersuchung des Zusammenwirkens beider Schubkraftursachen, der Haftfestigkeit und der Reibung gestaltet sich verhältnismäßig einfach, wenn wir uns daran erinnern, daß die Kohäsion die Richtung der Gleitfläche im allgemeinen nicht beeinflußt. In Abb. 96a ist die betreffende Unter-



Tragfähigkeit des Baugrundes bei Haftfestigkeit und Reibung unter Annahme kreisförmiger Gleitflächen.

suchung dargestellt. Um beliebige Mittelpunkte C (bezw. C_1 usw.) (in Verlängerung der Bauwerksohle) sind Kreise mit dem Halbmesser R (bezw. R_1 usw.) so geschlagen, daß sie durch die Mitte der Bauwerksohle O gehen. An diesen Kreis sind Tangenten JN (bezw. $J_1 N_1$ usw.) in der Neigung φ der Gleitflächen des passiven Erddruckes gelegt für den Fall, daß der Erddruck auf eine vertikale Fläche JF mit der Oberfläche gleichgerichtet ist.

Bei horizontaler Erdoberfläche beträgt die Neigung $\varphi = 45 - \frac{\rho}{2}$. In anderen Fällen ist der Neigungswinkel φ der Gleitfläche aus den Erddrucktabellen zu entnehmen oder nach Rebhann leicht zu ermitteln.

Wir untersuchen wegen der Symmetrie wieder nur die Hälfte. Auf den unter dem Bauwerke befindlichen Erdteil $OJFE B$ wirken von oben die Gewichte $\frac{P}{2}$ des Bauwerkes und G des Erdteils, von unten der Widerstand Q der Gleitfläche und seitwärts die Reibungskraft H in der Fuge OB

und der Erdwiderstand E auf die Fläche JF . Wir nehmen wieder die Reibungskraft unter dem Fundament OB gleich Null an. Ebenso ist der aktive Erddruck in der Seitenfläche EB als unbedeutend vernachlässigt. Beide zusammen sind gleich der in der Fundamentmitte wirkenden Gegenkraft H ²⁹⁾

Auf ein kleines Bogenelement Δs der kreisförmigen Gleitfläche OJ wirke die Gegenkraft q , oder in ihre Komponenten zerlegt, die Normalkraft σ und die Schubkraft τ . Die letztere können wir bei solchen Bodenarten, die eine erhebliche Haftfestigkeit haben, aus zwei Bestandteilen zusammengesetzt ansehen, nämlich einem vom Druck abhängigen Reibungsanteil $= \sigma \cdot \operatorname{tg} \varrho$ und einem zweiten nur von der Flächengröße abhängigen Kohäsionsanteil $\Delta S = K_s \cdot \Delta s$, worin K_s die der Haftfestigkeit entsprechende Schubkraft für die Flächeneinheit ist. Die Normalspannung σ geht an jeder Stelle durch den Mittelpunkt des Kreises. Setzen wir die Normalkraft σ mit der reinen Reibungskraft $\sigma \cdot \operatorname{tg} \varrho$ zusammen zur Mittelkraft q_0 , so muß diese den mit $R \cdot \sin \varrho$ um C geschlagenen Kreis tangieren.

Die Resultierende der Kohäsionskräfte $\sum_0^b K_s \cdot \Delta s = K_s \cdot b$, wobei b die Bogenlänge OJ bedeutet, erhalten wir nach Lage und Richtung wie folgt: Zerlegen wir die Kohäsionskräfte $K_s \cdot \Delta s$ in Richtung und senkrecht der Sehne $OJ = l$ des Bogens b , so heben die Komponenten senkrecht zur Sehne sich gegenseitig auf, da K_s konstant anzunehmen ist. Die Resultierende $K_s \cdot b$ besitzt damit die Richtung der Sehne OJ . Ihr Abstand ξ vom Kreismittelpunkt C folgt aus der Momentengleichung

$$K_s \cdot l \cdot \xi = \sum_0^b K_s \cdot \Delta s \cdot R = K_s \cdot R \sum_0^b \Delta s = K_s \cdot R \cdot b.$$

$$\xi = \frac{b \cdot R}{l} \quad \dots \dots \dots 124a)$$

$$\xi = \frac{\alpha \cdot R \cdot R}{2R \cdot \sin \frac{\alpha}{2}} = \frac{\alpha \cdot R}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} \quad \dots \dots \dots 124b)$$

Wir erhalten ξ aus Gl. 124a, indem wir durch A eine Parallele zu OJ ziehen und von A auf ihr die halbe Sehne $OJ = \frac{l}{2}$ und den halben Bogen $OJ = \frac{b}{2}$ bis L und R abtragen. Ziehen wir durch R die Parallele zu AC und von C die Linie CL bis zum Schnitt M mit dieser Parallelen, so geht die Resultierende $K_s \cdot l$ durch M und hat in W den Abstand ξ von C .

Die Summierung der q_0 -Kräfte über den Bogen OJ ist nicht ganz so einwandfrei und einfach. Wenn wir näherungsweise annehmen, daß auch die Mittelkraft Q aller Einzelkräfte q_0 für den ganzen Bogen OJ den Kreis $R \cdot \sin \varrho$ tangiere (in Wirklichkeit ist der Abstand etwas größer), dann können wir diese Mittelkraft, ebenso wie oben S. 144, jedoch unter Berücksichtigung der Kohäsion $K_s \cdot l$ konstruieren und ihre Größe ermitteln.

²⁹⁾ Diese Kraft H ist tatsächlich nicht $= 0$, wie später in Abschnitt VIII gezeigt werden wird, aber sie wirkt günstig und kann daher ohne Gefahr vernachlässigt werden.

Wir setzen die senkrechten nach Lage und Größe bekannten Kräfte $\frac{P}{2}$ und G zur Mittelkraft V zusammen, bringen V und $K_s \cdot l$ zum Schnitt und zerlegen deren Resultierende, indem wir sie mit E zum Schnitt bringen, in die bekannten Richtungen von E und Q , wobei die Richtung von Q durch die Bedingung gegeben ist, daß sie den Kreis $R \cdot \sin \varrho$ berührt.

Das Verfahren unterscheidet sich also nur wenig von den Untersuchungen des Baugrundes bei reiner Reibung (Abb. 83a). Die Werte ϱ und K_s werden zweckmäßig aus den Schubwiderstandskurven des betreffenden Bodens genommen, auf dem das Bauwerk errichtet werden soll. Liegen solche Kurven nicht vor, so sind besonders für weiche, plastische Tone die Ausführungen unter Abschnitt I. B. zu beachten. Es können bei solchen Böden kleine Reibungswinkel ϱ von wenigen Grad vorkommen. Es kommt nun wesentlich auf die Größe des Erddruckes E an, der vom „passiven“ Erddruck geleistet werden muß, wenn das Bauwerk standsicher sein soll.

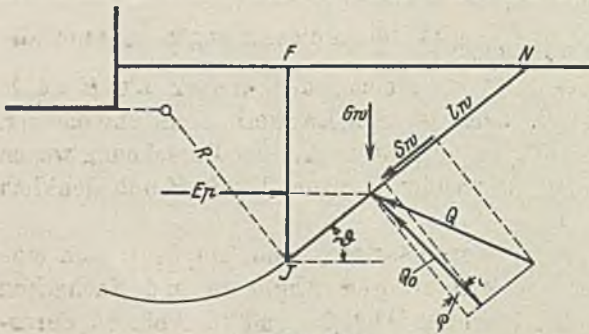


Abb. 97a.

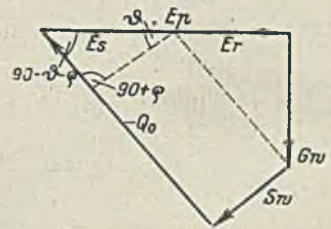


Abb. 97b.

Der für die Tragfähigkeit des Bauwerkes maßgebende passive Erddruck bei Haftfestigkeit und Reibung.

Die Feststellung des größtmöglichen = „passiven“ Erddruckes bei Vorhandensein einer starken Haftfestigkeit gestaltet sich im vorliegenden Falle auch einfach. Die Richtung der Gleitfläche wird durch das Vorhandensein der Haftfestigkeit nicht geändert. Die Gleitflächen sind Ebenen, da wir hier den Rankineschen Sonderfall vor uns haben (Erddruck auf eine senkrechte Fläche parallel zur Oberfläche³⁰). Bei horizontaler Erdoberfläche beträgt der Neigungswinkel $\varphi = 45^\circ - \frac{\varrho}{2}$ (siehe Abb. 97).

Auf das dreieckige Erddruckprisma FJN wirkt das Gewicht G_w , der passive Erddruck E_p und im Falle des Bruches in der Gleitfläche eine unter dem Reibungswinkel ϱ gegen die Normale gerichtete Gegenkraft Q_0 und außerdem eine nur von der Haftfestigkeit abhängige, der Größe nach bekannte Schubkraft $S_w = K_s JN = K_s \cdot l w$. Daraus können wir durch Zusammensetzung in Abb. 97b die Größe der im übrigen nach ihrer Richtung bekannten Kräfte Q_0 und E_p bestimmen.

³⁰) Wie oben unter Abschnitt IC 3c S. 49 nachgewiesen ist, können wir in größerer Entfernung von dem beeinflussenden Bauwerk und von sonstigen Unregelmäßigkeiten stets genügend genau mit dem Vorhandensein des Rankineschen Sonderfalles rechnen, d. h. die Richtung des Erddruckes auf eine senkrechte Wand nähert sich der Richtung der Erdoberfläche.

Wir können auch, wenn der passive Erddruck ohne Haftfestigkeit aus den Erddrucktabellen oder sonstwie — für horizontalen Erdboden ist der passive Erddruck $= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$ — bekannt ist, die von der Haftfestigkeit herrührende Zusatzkraft E_s rechnerisch bestimmen. Sie ist gleich

$$E_s = S_w \cdot \frac{\sin(90 + \varrho)}{\sin(90 - \vartheta - \varrho)} = K_s \cdot l_w \cdot \frac{\sin(90 + \varrho)}{\sin(90 - \vartheta - \varrho)}$$

und E_p im vorliegenden Falle

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right) + K_s \cdot l_w \cdot \frac{\sin(90 + \varrho)}{\sin(90 - \vartheta - \varrho)}$$

Diese Rechnung und Untersuchung müssen wir für verschiedene Halbmesser durchführen. Aus einer Zusammenstellung in der gleichen Weise wie in Abb. 83c (S. 145) können wir dann den geringsten (Abstand) Unterschied von E_p und E und damit die ungünstigste kreisförmige Gleitfläche entnehmen. Das Verhältnis $\eta = \frac{E_p}{E}$ gibt uns in diesem ungünstigsten Falle

ein Maß des Sicherheitsgrades. Ist E_p gleich oder kleiner als E (d. h. wenn sich die Linien schneiden), dann ist das Bauwerk nicht standsicher.

Den Sicherheitsgrad η können wir bei dieser Art der Berechnung wegen der Vernachlässigung der günstig wirkenden Horizontalkraft H unbedenklich $= 1$ annehmen.

Wenn wir dagegen H nicht vernachlässigen, dann empfiehlt sich eine andere Berechnungsweise, der ein einseitiges Abgleiten und Nachgeben zugrunde liegt, wie sie oben in Abschnitt III B 2a und in Abb. 84 durchgeführt ist. Die gleiche Berechnungsweise können wir auch hier bei Berücksichtigung der Kohäsion anwenden. Für diese Berechnungsart empfiehlt sich dann ein Sicherheitsgrad η etwa $= 2$ bis 3.

Ein näheres Eingehen auf diese Berechnungsart erübrigt sich hier bei Behandlung der Kohäsion, da die Durchführung der gleichen Rechnung nach den Ausführungen in Abschnitt III B 2a auch ohne weiteres für die Behandlung der Kohäsion möglich ist.

ABSCHNITT VI.

Erddruck auf Gewölbe und in Dämmen völlig eingebettete Bauwerke.

Über den Erddruck auf Gewölbe und solche Bauwerke und Bauwerksteile, welche im Boden völlig eingebettet sind, ist allgemein wenig Bestimmtes vorher auszusagen. In erster Linie kommt es darauf an, welche Erdspannungen im Boden bei der Herstellung und Hinterfüllung des Bauwerkes (durch Stampfen, Überfüllung, Entlastung usw.) erzeugt sind. Bei gleichmäßig überschütteten Bauwerken wird man mangels genauerer Unter-

lagen die Spannung vom Erdinnern gleich dem natürlichen Erddruck $= \gamma \cdot t$ (in der Tiefe t) annehmen. Dieser anfangs vorhandene (natürliche) Erddruck wird verändert, wenn das Bauwerk eine Formänderung erleidet oder eine Bewegung im Vergleich zur umgebenden Erde ausführt. Eine Bewegung gegen die Erde hin wird den Erddruck erhöhen und kann ihn erhöhen bis zur Grenze des passiven Erddruckes. Ein Zurückweichen von der Erde wird den Erddruck erniedrigen und kann ihn erniedrigen bis zur Grenze des aktiven Erddruckes. Beide Aufgaben kann man, sobald die Bewegungsgrößen und Richtungen bekannt sind, mit Hilfe der oben angegebenen Anleitungen angenähert lösen. Eine feste, für alle Fälle gültige Erddruckverteilung über Gewölbe und überschüttete Tunnel usw. gibt es nicht. Will man den Erdwiderstand des passiven Erddruckes für die Standsicherheit möglichst ausnutzen, z. B. an den Widerlagern, dann muß man an diesen Stellen mit einer geringen Bewegung gegen die Erde rechnen und sich daraus klarmachen können, wieweit man eine Erhöhung des natürlichen Erddruckes bis zur Grenze des passiven Erddruckes annehmen kann, und andererseits, wieweit man infolge dieser Bewegung an anderen Stellen des Gewölbes auf eine Verringerung des natürlichen Erddruckes sicher rechnen kann

Ausgehen wird man in allen Fällen am besten von dem natürlichen Erddruck $\gamma \cdot t$.

Von diesem Werte kann man auch ausgehen, wenn das Bauwerk in einer Böschung oder im Hange liegt, wenn durch die Herstellungsweise keine andere Vorbedingung gegeben ist. In diesem Falle gibt dann die ungleichmäßige seitliche Belastung einen Wegweiser für die Berechnung, indem sich auf der Seite der Überlast der Erddruck ermäßigen kann bis zur Grenze des aktiven Erddruckes, während er sich andererseits auf der Seite der geringeren Überschüttung erhöhen kann bis zur Grenze des passiven Erddruckes. Beide Erddrücke können wir in besonderen Fällen berechnen und damit die Standsicherheit des eingebetteten Bauwerkes beurteilen. Im allgemeinen sind die Verhältnisse in größerer Tiefe günstig, weil einer Deformation des Bauwerkes durch Vergrößerung des Erddruckes entgegen gearbeitet wird. Die größte Schwierigkeit liegt in der richtigen Schätzung der wahrscheinlichen Bewegung des Bauwerkes und seiner Teile unmittelbar vor oder beim Bruch.

Als Anhalt für die Behandlung derartiger Aufgaben sollen hier nur zwei Fälle näher besprochen werden.

A. Die Untersuchung eines Tunnels parallel zu einem Hange.

In Abb. 98 ist ein beliebig gewählter Tunnelquerschnitt ANB in einem Erdhange OP mit der Neigung β dargestellt. Vorausgesetzt wird, daß die Eigenart des Bodens bezüglich der Reibung (Reibungswinkel ϱ) und der Haftfestigkeit (Schubfestigkeit K_s) derartig ist, daß der Hang an sich standfest ist.

Da wir nicht imstande sind, irgend etwas mit Sicherheit über die (durch die Herstellungsart des Bauwerkes und seiner Überfüllung bedingte) Anfangsspannung der Erde am Bauwerke und in der Nähe des Bauwerkes auszusagen, so nehmen wir als wahrscheinliches Mittel an, daß die Spannungen etwa denen des unberührten Erdkörpers entsprechen (vergl. oben in Abb. 20a und b, S. 26).

Auf eine kleine mit der Oberfläche gleichgerichtete Fläche Δe (s. Abb. 98) wirkt dann der senkrechte Erddruck $V = \gamma \cdot h \cdot \Delta e = \gamma \cdot t \cdot \cos \beta \cdot \Delta e$. Auf eine kleine senkrechte Fläche Δt wirkt parallel zur Oberfläche ein Erddruck $L = \gamma \cdot t \cdot \cos \beta \cdot (1 - \sin \beta \cdot \operatorname{tg} \beta) \cdot \Delta t$. Daraus können wir (nötigenfalls mit dem Gewicht des kleinen Erdprismas mit den Seiten Δe , Δt und Δs) den auf dies kleine Bogenstück Δs wirkenden Erddruck S und die Spannung $\sigma = \frac{S}{\Delta s}$ ermitteln. Diese Spannung sei für den ganzen Bogen ANB er-

rechnet und aufgetragen; sie möge durch die gestrichelte Linie anb begrenzt sein. Die senkrechten Lasten ΣG des Tunnelmauerwerkes und der inneren Lasten und der senkrechten Komponenten der Erdspannungen mögen durch die Spannungsfäche $AcfB$ ($= \sigma \cdot AB$) unter dem Fundament aufgenommen sein.

Diese Annahme der Erddruckverteilung ist nicht die richtige, solange die Summe aller Erddruckkräfte, Gewichte und

Fundamentwiderstände nicht im Gleichgewicht ist.

Wir setzen sämtliche bisher ermittelten bzw. angenommenen Erddruckkräfte (Fundamentwiderstände und Tunnelge-

wichte) zusammen und erhalten beispielsweise als Resultierende aller Kräfte die Horizontalkraft H , die senkrechte Kraft D und das Moment M . Infolge dieser Kräfte und des Momentes wird sich das ganze Bauwerk so lange elastisch in der Erde in Richtung der Kräfte und des Momentes verschieben und verdrehen, bis das Gleichgewicht hergestellt ist; dabei werden sich die Spannungen des Erddruckes in Richtung der resultierenden Kräfte erhöhen und auf der entgegengesetzten Seite erniedrigen, soweit es zulässig ist, d. h. soweit der aktive Erddruck nicht unterschritten und der passive Erddruck nicht überschritten wird. Das Moment verursacht eine geringe Verdrehung (Schrägstellung)

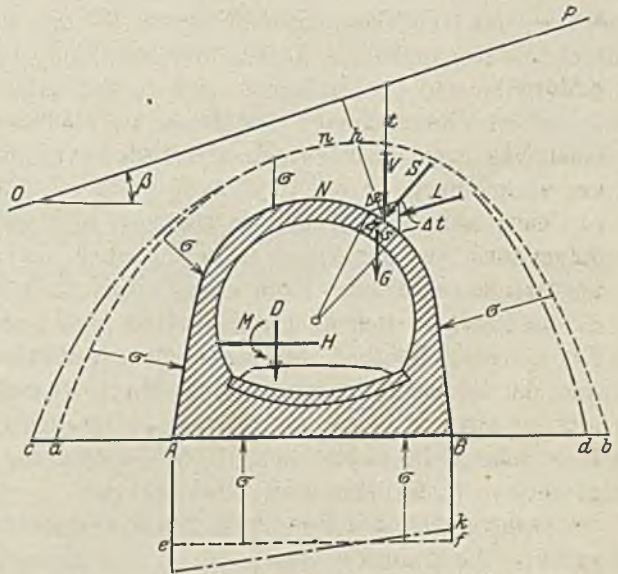


Abb. 98. Untersuchung eines Tunnels in einem Hange.

aller Erdspannungen σ im Sinne des Momentes, soweit die Reibung und Haftfestigkeit nicht überschritten wird.

Wir können nun die Spannungen σ links und im Fundament erhöhen und rechts in gleicher Weise erniedrigen und ihre Neigung entsprechend ändern, bis Gleichgewicht eingetreten ist. Dabei müssen wir nur darauf achten, daß die Grenzbedingungen des aktiven und passiven Erddruckes nicht überschritten werden. Da der natürliche Erddruck im Mittel sich ziemlich weit von dem aktiven Erddruck nach der einen Seite und von dem passiven Erddruck nach der anderen Seite entfernt hält, so haben wir im allgemeinen ziemlich freie Hand. Nur im Scheitel des Gewölbes, wo dieses mehr oder weniger mit der Erdoberfläche gleichgerichtet verläuft, müssen wir die ermittelte Erdspannung (etwa $= \gamma \cdot h$) gleichzeitig als ungefähren Grenzwert des aktiven und des passiven Erddruckes ansehen und dürfen sie nicht wesentlich ändern.

Haben wir so eine neue Spannungsverteilungslinie (in Abb. 98 strichpunktiert) cnd und ik gefunden, welche der Gleichgewichtsbedingung genügt, so können wir diese als mögliche Erddruckbelastung der weiteren Untersuchung des Gewölbes zugrunde legen. Finden wir dann, daß die Gewölbedrucklinie im mittleren Drittel verläuft und daß die Materialspannungen im Gewölbe und im Fundament sich in den zulässigen Grenzen halten, dann können wir das Bauwerk im Hange als standsicher ansehen. Feinere Berechnungen des Gewölbes haben wegen der rohen Annahme des Erddruckes hier wenig Wert.

Tritt aber die Drucklinie aus dem mittleren Drittel heraus und wird infolgedessen die zulässige Materialspannung überschritten, so braucht damit doch das Bauwerk noch nicht einzufallen. Es ist vorläufig nur ein Zeichen, daß das Gewölbe sich an diesen Stellen nach außen oder nach innen durchbiegt und daß infolgedessen sich auch der Erddruck an diesen Stellen entsprechend erhöht und erniedrigt. Dadurch wird die Drucklinie wieder mehr nach der Mitte des Bogens gedrückt. Das Bauwerk ist immer noch standsicher, solange diese Erhöhung oder Erniedrigung die Grenzen des passiven und aktiven Erddruckes nicht überschreitet.

Das Verhältnis der bei zulässigem Verlauf der Drucklinie vorhandenen Spannung zur Spannung des passiven oder aktiven Erddruckes gibt uns einen Anhalt für die Beurteilung des Sicherheitsgrades.

B. Untersuchung eines gewölbten Bauwerkes quer zu einem Hange oder zu einem hohen Damm.

Bei Gewölben, welche quer zu einem Hange verlaufen, und bei hohen Überschüttungen ist die Gefahr für die Standsicherheit des Gewölbes im allgemeinen gering, weil das Gewölbe allseitig gleichmäßig belastet wird und weil bei hohen Überschüttungen die Erde sich gegenseitig abstützt und der Erddruck daher unter Umständen fast bis auf Null heruntergehen kann. Es genügt dann vollkommen, eine allseitig gleichmäßige Erddruckbelastung

von $\gamma \cdot t \cdot \cos \beta$ der Berechnung des Gewölbes zugrunde zu legen, vorausgesetzt, daß der Untergrund des Dammes selbst tragfähig ist.

Schwieriger und wichtiger ist die Beurteilung der durch den Erddruck des Hanges oder des aufgeschütteten Dammes erzeugten Längskräfte an dem Bauwerk und der auftretenden Biegunskräfte.

Eine Einsenkung des Bodens tritt unter der hohen Aufschüttung auch bei völlig standsicherem Erdboden infolge der Elastizität des Untergrundes auf. Diese Einsenkung muß das vorher fertiggestellte und erhärtete Bauwerk mitmachen und sich in gleichem Maße durchbiegen, soweit seine eigene Elastizität reicht, oder brechen. Diese spätere Durchbiegung können wir nicht errechnen. Wir können sie höchstens durch Probelastungen im großen Maßstabe schätzen und danach die Längsbeanspruchung des Bauwerkes beurteilen. Vermeiden würden wir diese Biegungsbeanspruchung nur dann, wenn wir die Dammschüttung vorher ausführen würden und dann das Bauwerk in dem Damm auf dem belasteten Boden herstellen würden. Das wird aber wohl in den meisten Fällen wegen der Arbeiterschwerung und Kostenerhöhung nicht geschehen.

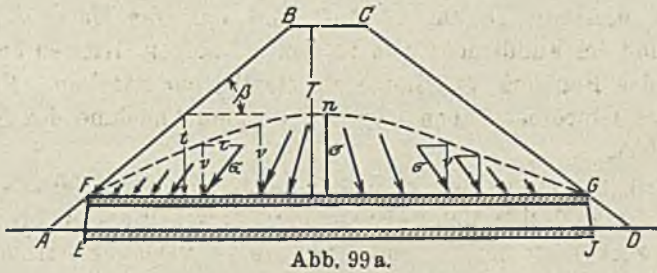


Abb. 99 a.

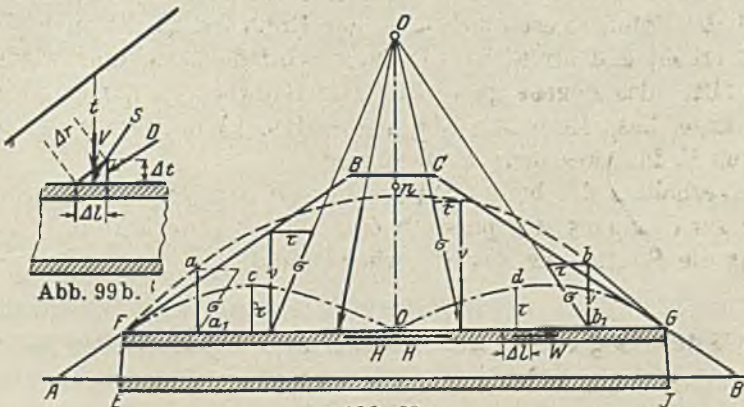


Abb. 99 c.

Untersuchung eines Bauwerkes in einem hohen Damme.

Das gleiche gilt von den durch die Überschüttung verursachten Längskräften.

In Abb. 99 a ist ein Bauwerk $EFGJ$ (Durchlaß) unter einem hohen Damme $ABCD$ dargestellt.

In der Nähe von F und G können wir den Erddruck auf den Gewölbescheitel in der gleichen Weise ermitteln wie im vorigen Abschnitt A, indem wir von dem natürlichen Erddruck im unbegrenzten Erdkörper ausgehen und den senkrechten Erddruck V auf eine mit der Böschung gleichgerichtete kleine Fläche $\Delta r = \gamma \cdot t \cdot \cos \beta \cdot \Delta r$, mit dem zur Böschung gleichgerichteten Erddruck D auf eine senkrechte kleine Fläche $\Delta t = \gamma \cdot t \cdot \cos \beta \cdot (1 - \sin \beta \cdot \operatorname{tg} \beta) \cdot \Delta t$ zum Erddruck S auf die Scheitelstrecke Δl zusammensetzen und daraus die Spannung $\sigma = \frac{S}{\Delta l}$ ermitteln (s. Abb. 99b).

Es genügt, wenn wir diese Bestimmung an einer Stelle durchführen, da die Neigung der Spannung σ für alle Überschüttungshöhen die gleiche ist, solange sich die Verhältnisse nicht ändern. Es ergibt sich für σ allgemein die Gleichung

$$\sigma = \zeta \gamma \cdot t \quad (t = \text{Überschüttungshöhe}) \quad \dots \quad 125)$$

doren senkrechte Teilspannung

$$\nu = \eta \cdot \gamma \cdot t \quad \dots \quad 126)$$

ist.

Auf der rechten Seite des Dammes ergeben sich die Spannungen σ und ihre senkrechte Teilspannung ν in gleicher Weise, aber mit umgekehrter Neigung.

Nur nach der Mitte zu ändern sich die Verhältnisse, weil die Böschungsneigung dort aufhört. In der Mitte muß die Erdspannung σ wegen der Symmetrie senkrecht und $= \nu$ sein, und zwar ist sie hier nicht $= \gamma \cdot T$, sondern im allgemeinen kleiner als die Druckhöhe der Überfüllung. Die in Abb. 99 aufgetragene Begrenzungslinie FnG der senkrechten Spannungen ν muß sich in der Mitte abrunden. Dadurch gewinnen wir einen Anhalt für die Größe der Spannung $\nu = \sigma$ in der Mitte des Dammes. Für den ganzen Damms muß nämlich die Gesamtsumme der senkrechten Spannungen gleich der gesamten Belastung sein, d. h.

$$\gamma \cdot \text{Fläche } FBCG = \gamma_0 \cdot \text{Fläche } FnG \quad \dots \quad 127)$$

wenn γ_0 der Auftragsmaßstab für die Spannung ν (und σ) ist.

Am einfachsten gestaltet sich die Darstellung, wenn wir $\gamma_0 = \gamma$ wählen und die beiden Flächen (die Spannungsfäche FnG und die Lastfläche $FBCG$) im gleichen Maßstabe auftragen. In der Nähe des Auslaufes der Böschungen bei F und G ist die Größe der senkrechten Teilspannung ν durch Gl. 126 gegeben und damit ist die Neigung der Begrenzung der Spannungsfäche bestimmt. Wir brauchen nun nur noch die ν -Fläche in der Mitte so abzurunden, daß sie mit der Belastungsfläche $FBCG$ flächengleich ist, um ein recht gutes Bild der senkrechten Lastverteilung auf das Bauwerk zu gewinnen.

Sehr viel unsicherer ist die Schätzung der wagerechten Teilspannungen τ . Wir kennen sie nur in der Nähe des Böschungsauslaufes bei F und G , und wir wollen die ermittelte Neigung von σ gleichbleibend annehmen bis zu den Punkten a und b , wo die abgeschätzte Krümmung der ν -Spannungsfäche beginnt. In der Mitte des Bauwerkes zwischen diesen Punkten a und b nehmen wir die Neigung der Spannung σ derartig gleichmäßig zur Mitte ab-

nehmend an, daß die Spannungen alle durch den gleichen Punkt O gehen, durch den die ermittelten Spannungen σ in den Bauwerkpunkten a und b gehen (Annahme), und können nun die wagerechten Spannungen τ an jeder Stelle über die ganze Länge des Bauwerkes ermitteln. Sie sind in der Abb. 99c aufgetragen und durch die strichpunktierte Linie $Fc O l G$ begrenzt. Durch Summieren dieser wagerechten Spannungen kann man die an jeder Stelle des Bauwerkes auftretende wagerechte Kraft

$$W = \Sigma \tau \cdot \Delta l$$

feststellen. Sie ist in der Mitte des Dammes am größten $= H$.

Führen wir diese Untersuchung für die ganze Grundrißbreite des Bauwerkes (Durchlasses) aus, dann können wir für die dann ermittelten senkrechten (ν) und wagerechten (τ) Kräfte das Bauwerk in seiner ganzen Längenausdehnung als Balken auf elastischer Unterlage berechnen.

Die hier angegebene Berechnungsweise wird der genaueren wissenschaftlichen Prüfung nicht standhalten. Wenn man nämlich bedenkt, daß die von der Erde auf das Bauwerk ausgeübten Kräfte in erster Linie von dem Unterschiede der elastischen Dehnung des Bauwerkes und der Erde abhängen und daß daher auch auf die Seitenwände des Bauwerkes wagerechte Reibungskräfte durch die Erde ausgeübt werden, während im Fundamente teilweise widerstehende Kräfte auch in wagerechter Richtung auftreten können, so erkennt man, daß in der Rechnung nur ein Teil der auftretenden Kräfte berücksichtigt ist und daß auch die Schätzung dieser Kräfte unsicher ist.

Trotzdem ist die Rechnung hier als brauchbar mitgeteilt, um dort vorläufig einen gangbaren Weg der Berechnung zu zeigen, wo bisher keiner bestand. Späteren Forschungen mag es vorbehalten bleiben, auf Grund weiterer Erfahrungen bessere Wege zu finden.

Eins aber kann schon jetzt als sicher angesehen werden, daß in solchen unter hohen Dämmen liegenden, nachträglich überschütteten Bauwerken recht erhebliche Zugspannungen in der Längsrichtung auftreten können, infolge unvermeidlicher elastischer Durchbiegung und infolge der durch den Erd- druck ausgeübten Längskräfte.

ABSCHNITT VII.

Weitere Beispiele der Berechnung des Erddruckes nach den in den früheren Abschnitten entwickelten Grundgedanken und Methoden und unter Benutzung der Erddrucktabeller

A. Die freistehende unverankerte Spundwand.

Betrachten wir zunächst den einfachen Fall der lediglich durch den Erddruck in Boden eingespannten Wand $A-C$, so wird nach dem Einrammen ein natürlicher Erddruck $= \lambda_n \cdot \frac{\gamma \cdot h_c^2}{2}$ auf das im Boden steckende Ende BC wirken, wobei wir genügend genau $\lambda_n = 1$ setzen können. Wird

nun eine beliebige, seitlich wirkende äußere Kraft P an dem freien Ende der Wand angebracht, so wird die Wand sich um irgend einen Punkt D im Boden drehen (s. Abb. 100a). In diesem Punkte wird der Erddruck, da keine Verschiebung eintritt, unverändert $= \lambda_n \cdot \gamma \cdot h$ bleiben. Oberhalb dieses Punktes muß sich links (kraftabgewandt) der Wand der Erddruck erhöhen, rechts verringern, und zwar um so mehr, je weiter die betreffende

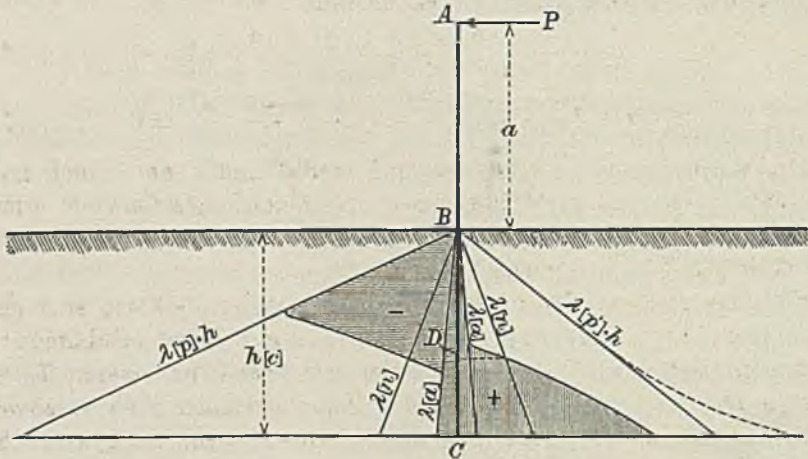


Abb. 100a.

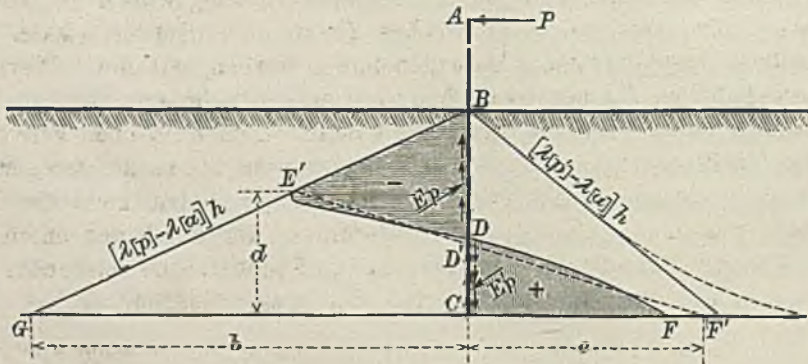


Abb. 100b.

Erddruckermittlung im Boden beiderseits einer einseitig durch eine Einzellast belasteten Spundwand.

Stelle von D entfernt ist, entsprechend den größeren Verschiebungen der Wand; es besteht aber die Bedingung, daß die Werte des passiven und aktiven Erddruckes $= \lambda_p \cdot \gamma \cdot h$ bzw. $\lambda_a \cdot \gamma \cdot h$ nicht über- bzw. unterschritten werden können. Ähnlich wird unterhalb des Punktes D der Erddruck links verringert, rechts erhöht. Dadurch ergibt sich etwa die in Abb. 100a dargestellte Verteilung des Erddruckes. In Abb. 100b ist dieselbe Verteilung nach Abzug der entgegengesetzt gerichteten positiven und negativen Kräfte wiedergegeben. In Punkt D ergibt sich dann für die Rechnung der Erddruck $= 0$. Die Linie EDF ist im allgemeinen keine Gerade. Ihre

Krümmung ist abhängig von der Biegung des im Boden steckenden Bohlwerkteiles. Dieser Umstand ist indessen günstig für die Standsicherheit, weil dadurch der Erddruck CF gerade an der gefährlichsten Stelle verringert wird, und wir rechnen ungünstig, wenn wir an Stelle von EDF eine Gerade $E'D'F'$ annehmen. Bei einer Geraden ist aber die Lage eindeutig gegeben durch die Bedingung, daß die Summe aller Kräfte und aller Momente $= 0$ sein muß. Es ist nämlich:

$$P - \frac{\gamma \cdot b \cdot h_c}{2} + \frac{\gamma \cdot (b + e) \cdot d}{2} = 0 \quad . . . \quad 128)$$

$$P \cdot (a + h_c) - \frac{\gamma \cdot b \cdot h_c^2}{6} + \frac{\gamma \cdot (b + e) \cdot d^2}{6} = 0 \quad . . \quad 129)$$

Da hierin $b = (\lambda_p - \lambda_a) h_c$ ist und nur d und e unbekannt sind, so lassen sich diese beiden Größen aus den beiden Gleichungen ermitteln. Für die Standsicherheit ist es dann erforderlich, daß e den Wert des passiven Erddruckes $(\lambda_p' - \lambda_a) \cdot h_c$ nicht überschreitet.

Für die richtige Wahl der wahrscheinlichsten λ -Werte sind nun die (sehr kleinen) Verschiebungen zwischen Erde und Wand bestimmend. Im vorliegenden Falle wird die Erde links der Wand im oberen Teile das Bestreben haben, unter dem Druck der Bohlwand nach oben auszuweichen und, soweit der passive Erddruck überschritten wird, auch wirklich ausweichen. Es wird daher links der Wand der Erddruck von unten nach oben wirken und zum Teil sogar der volle Reibungswinkel zur Geltung kommen. Die Größe des Erddruckes (bezw. der Beiwert) kann dementsprechend verhältnismäßig hoch genommen werden, wie die λ -Werte der Erddruck-Tabellen für negativen Winkel δ erkennen lassen.

Anders ist es aber auf der rechten Seite. Dem nach oben gerichteten Erddruck links entgegenwirkend muß hier der Erddruck nach unten gerichtet sein, und es kann, wie die Tabellen zeigen, λ bei weitem nicht die Größe erreichen wie links. Günstig wirkt allerdings, daß durch den unten nach rechts wirkenden Bohlwanddruck ein bis zur Erdoberfläche reichendes Erdprisma bewegt werden muß, so daß der Gesamtgedruck der Erde

$= \lambda_p' \frac{\gamma \cdot h_c^2}{2}$ in Rechnung zu stellen wäre, und darum der zulässige spezifische

passive Erddruck höher angenommen werden könnte. Immerhin wird man aus den angeführten Gründen gut tun, bei dieser Richtung des Erddruckes nicht über die in den Tabellen angegebenen λ -Werte für $\delta = 0$ hinauszugehen. Während man also beispielsweise bei einem Böschungs- und Reibungswinkel von 30 bis 35° auf der einen Seite unbedenk-

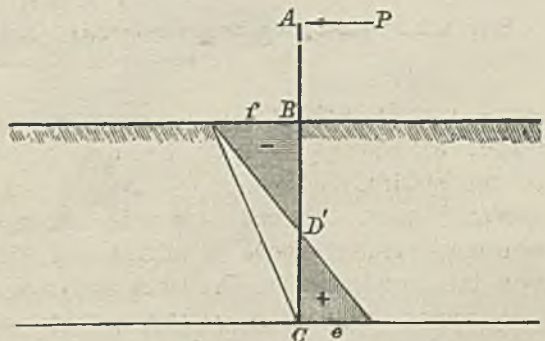


Abb. 101. Freistehende Spundwand mit Einzellast. Näherungsrechnung.

lich einen Erddruck von $10 \gamma \cdot h$ zulassen kann, wird man auf der anderen Seite unter 3 bis $4 \gamma \cdot h$ bleiben müssen, besser aber nicht weiter als 2 bis $3 \gamma \cdot h$ gehen; der aktive Erddruck von $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4} \gamma \cdot h$ spielt hierbei kaum eine Rolle.

Bei den sich so ergebenden hohen Werten des passiven Erddruckes am oberen Teile der Wand ist nun die Linie BG vielfach so flach, daß man ohne großen Fehler eine weitere Vereinfachung der Rechnung dadurch vornehmen kann, daß man die Wand fest eingespannt annimmt ($\lambda_p = \infty$). Dann nehmen die obigen Gleichungen die Form an (vergl. Abb. 101):

$$P - \gamma \cdot \frac{f \cdot h_c}{2} + \gamma \cdot \frac{e \cdot h_c}{2} = 0 \quad \dots \quad 130)$$

$$P \cdot (a + h_c) - \gamma \cdot \frac{f \cdot h_c^2}{3} + \gamma \cdot \frac{e \cdot h_c^2}{6} = 0 \quad \dots \quad 131)$$

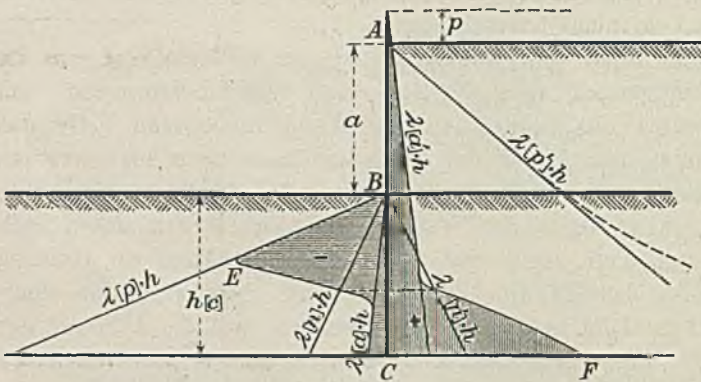


Abb. 102a.

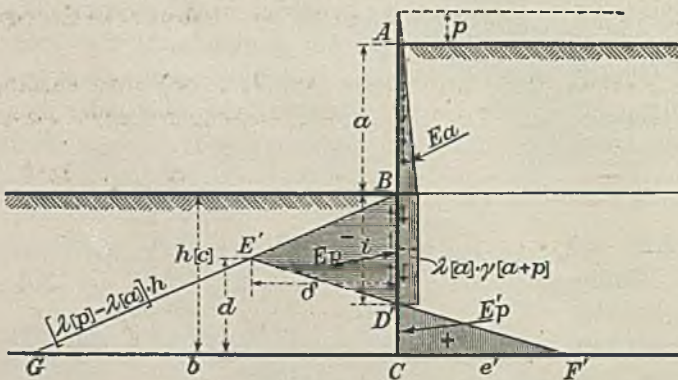


Abb. 102b.

Freistehende Spundwand mit Erdhinterfüllung.

Ganz ähnlich kann man vorgehen, wenn am oberen Ende der Spundwand nicht eine Einzelkraft wirkt, sondern die Wand mit Erde hinterfüllt ist. Abb. 102a zeigt die Verteilung des Erddruckes in diesem Falle. Oben rechts und unten links wirkt nur aktiver Erddruck; in D , dem Drehpunkt, muß beiderseits der natürliche, durch die Bodenablagerung bedingte Erddruck vorhanden sein (soweit der aktive Erddruck nicht größer ist). Im übrigen muß der

Erdwiderstand (passiver Erddruck) zur Geltung kommen. Nach Ausgleich einiger positiver und negativer Erddruckflächen links und rechts und nach Ersatz der Linie EDF durch die Gerade $E'D'F'$ ergibt sich das in Abb. 102b dargestellte Belastungsschema der Wand. Die Bedingungengleichungen lauten ähnlich wie oben.

$$\lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{(a+p)^2}{2} + \lambda_a \cdot \gamma \cdot (a+p) \cdot i - \gamma \cdot \frac{b \cdot h_c}{2} + \gamma \cdot \frac{(b+e) \cdot d}{2} = 0 \quad 132)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{(a+p)^2}{2} \cdot \left(\frac{a+p}{3} + h_c \right) + \lambda_a \cdot \gamma \cdot (a+p) \cdot i \cdot \left(h_c - \frac{i}{2} \right) \\ - \gamma \cdot \frac{b \cdot h_c^2}{6} + \gamma \cdot \frac{(b+e) \cdot d^2}{6} = 0 \end{aligned} \right\} \quad 133)$$

hierin ist

$$b = (\lambda_p - \lambda_a) \cdot h_c, \quad i = h_c - \frac{e}{e+\delta} \cdot d \quad \text{und} \quad \delta = b \cdot \frac{h_c - d}{h_c}.$$

Bezüglich der Höchstwerte des passiven Erddruckes liegt dieser Fall noch günstiger als der zuerst behandelte Fall, da bei einer Drehung um den Punkt D die belastende Erde rechts der Wand die Neigung haben wird, von der Wand abzugleiten, und daher der ganze aktive Erddruck schräg nach unten wirkt. Dadurch wird wahrscheinlich der Winkel, den E_p (links) mit der Wandnormalen bildet, vergrößert und anderseits der Winkel zwischen dem Erdwiderstande E_p' und der Wandnormalen verkleinert. Außerdem wird der Größtwert des zulässigen passiven Erddruckes (rechts) durch die Auflast der Hinterfüllung a vergrößert. Um so mehr ist es daher hier angebracht, wenn die Verhältnisse es sonst gestatten, d. h. wenn das Auftreten größerer Böschungs- und Reibungswinkel möglich und wahrscheinlich ist, zur Vereinfachung der Rechnung die Spundwand fest eingespannt ($\lambda_p = \infty$) anzunehmen, wie es in Abb. 103 geschehen ist. Die Bedingungsgleichungen lauten dann:

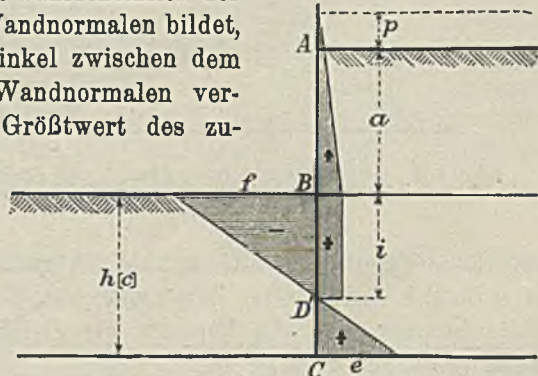


Abb. 103. Freistehende Spundwand mit Erdhinterfüllung und Auflast. Näherungsrechnung.

$$\lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{(a+p)^2}{2} + \lambda_a \cdot \gamma \cdot (a+p) \cdot i - \gamma \cdot f \cdot \frac{h_c}{2} + \gamma \cdot e \cdot \frac{h_c}{2} = 0 \quad 134)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{(a+p)^2}{2} \cdot \left(\frac{a+p}{3} + h_c \right) + \lambda_a \cdot \gamma \cdot (a+p) \cdot i \cdot \left(h_c - \frac{i}{2} \right) \\ - \gamma \cdot \frac{f \cdot h_c^2}{3} + \gamma \cdot e \cdot \frac{h_c^2}{6} = 0 \end{aligned} \right\} \quad 135)$$

hierin ist

$$i = h_c \cdot \frac{f}{f+e}.$$

Trotz der günstigen Bedingungen für diesen Fall wird man aber doch gut tun, die Spundwand mindestens so tief zu rammen, daß der errechnete Wert e den nach den Tabellen für $\delta=0$ zulässigen Wert von $\lambda_p \cdot (a+h_c)$ nicht übersteigt. Besondere Vorsicht bei der Wahl der λ -Werte ist sowohl im vorliegenden Falle wie überhaupt bei allen Erddruckaufgaben anzuwenden, wenn dauernde starke Erschütterungen des Bodens in unmittelbarer Nähe

des Bauwerkes auftreten, da die Erschütterungen im allgemeinen die Reibung verringern und daher den aktiven Erddruck erhöhen, den passiven Erddruck hingegen kleiner machen.

Es wird in der Praxis öfter vorkommen, daß nicht die Spundwand nachträglich hinterfüllt wird, sondern daß nach dem Schlagen der Spundwand der Boden einseitig abgegraben wird. In diesem Falle wird nur der

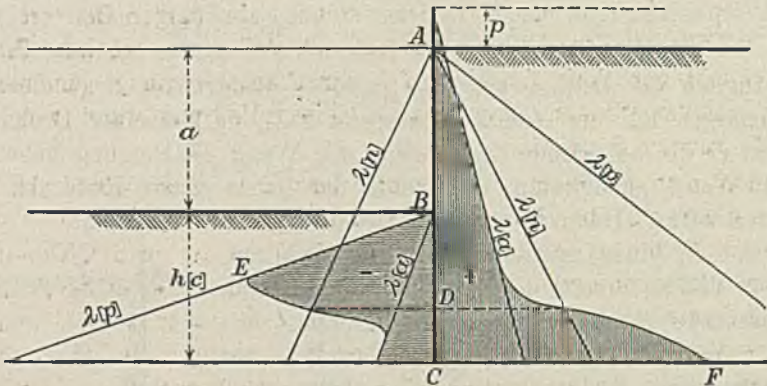


Abb. 104. Freistehende Spundwand mit Auflast und einseitiger Abgrabung. Erddruckverteilung.

natürliche Erddruck $[= \lambda_n \cdot \gamma \cdot (a + h)]$ größer. Die Erddruckverteilung ist in Abb. 104 dargestellt. Wie man aus der Abbildung sieht, bleiben die Endergebnisse und die Formeln die gleichen wie im vorher behandelten Falle (Abb. 102 u. 103).

In den oben aufgeführten Formeln ist der Erddruck zur Vereinfachung wagerecht (lotrecht zur Wand) in Rechnung gestellt, trotzdem für die Schätzung seiner Größe besonders darauf hingewiesen ist, daß er wahrscheinlich schräg zur Wand gerichtet ist. Natürlich ist es auch zulässig, den Erddruck mehr oder weniger geneigt in die Rechnung einzuführen, wenn man irgendwelchen Anhalt für seine genaue Richtung hat; es dürfte sich aber bei der ganzen Art der Untersuchungen (als Näherungsrechnung) wenig empfehlen.

B. Einzelstehende Pfähle.

Ein einzelner in den Erdboden eingerammter Pfahl wird, wenn weiter keine äußeren Kräfte seitlich auf ihn wirken, jedenfalls den natürlichen Erddruck (in Wirklichkeit wegen der Zusammenpressung des Bodens beim Einrammen noch mehr) allseitig an seiner Oberfläche erfahren. Bei einer Pfahlstärke $= s$ (rechteckig) wird also ein spezifischer natürlicher Erddruck $= \lambda_n \cdot \gamma \cdot h \cdot s$ in der Tiefe h von beiden Seiten an dem Pfahl angreifen.

Wirken aber seitliche Kräfte am oberen Teil auf den Pfahl, so wird sich die Verteilung auch ähnlich wie in Abb. 100a einstellen.

Es ist aber zu bedenken, daß der höchste erreichbare Erdwiderstand mit der Tiefe erheblich mehr zunimmt als bei der vollen Spundwand. Die

volle Spundwand wird zum Kippen kommen, wenn es dem Fuße möglich wird, ein (dreieckiges) Erdprisma von der Länge der Wand hinauszudrücken; der alleinstehende Pfahl muß aber zu dem gleichen Zweck infolge der Reibung an den benachbarten Erdteilen einen Erdkörper herausschieben, welcher nur am Pfahl die Länge s hat, dessen Länge in größerer Entfernung indessen mit der Tiefe des bewegten Erdkörpers zunimmt, so daß der passive Erd-
druck in diesem Falle für die Einheit der Tiefe $\lambda_p \cdot \gamma \cdot h \cdot (s + m \cdot h)$ gesetzt werden kann, worin m ein von der Reibung abhängiger Beiwert ist, der unter gewöhnlichen Verhältnissen so groß ist, daß eine verholzte Pfahlreihe schon bei mäßiger Tiefe (im Vergleich zur Pfahlentfernung) annähernd den gleichen passiven Widerstand erfährt als eine volle Spundwand (vergl. hierzu die Ausführungen S. 245).

Nimmt man den Wert m schätzungsweise $= 1$ an, so würde der passive Erdwiderstand auf die Pfahlbreite $s = 30$ cm schon in einer Tiefe von 2 bis 3 s ($= 60$ bis 90 cm) das Drei- bis Vierfache der in den Tabellen aufgeführten Werte betragen können, so daß es hier vollkommen genügt, den Pfahl als fest eingespannt anzunehmen, d. h. $\lambda_p = \infty$ zu setzen, wenn nicht besondere Verhältnisse vorliegen, welche eine genauere Rechnung angezeigt erscheinen lassen (wie beispielsweise sehr weicher Boden, Angriff einer außergewöhnlich großen Seitenkraft u. dergl.).

C. Berechnung der Stärken freistehender Spund- und Bohlwände.

Nachdem man die Standsicherheit des Bauwerks unter Zugrundelegung möglichst wahrscheinlicher Annahmen für die Erd drücke und Erdwiderstände, wie oben gezeigt ist, geprüft hat, ist es ein leichtes, unter denselben Voraussetzungen die Beanspruchungen des Stoffes der Wand zu untersuchen. In den am häufigsten vorkommenden Fällen (vergl. Abb. 100 u. 102) nimmt das Moment von A nach B zu, erreicht in geringer Tiefe unter der Erdoberfläche (B) seinen größten Wert und wird in Punkt C wieder $= 0$. Die Stelle des größten Momentes findet man in der bekannten Weise, indem man $\frac{dM}{dh} = 0$ setzt; bei der Unsicherheit der Annahme, und zwar sowohl bezüglich des Erdwiderstandes als auch bezüglich der Festigkeit der verwendeten Baustoffe genügt es indessen auch hier in den meisten Fällen, die freistehenden Bauteile an der Erdoberfläche als fest eingespannt anzusehen und nur an dieser Stelle das Moment zu berechnen, da der Unterschied zwischen dem Einspannungsmoment und dem größten Moment meist verhältnismäßig gering ist im Vergleich zu den in den Annahmen liegenden unvermeidlichen Fehlern.

Beispielsweise beträgt in dem in Abb. 100 dargestellten Falle, wenn $P = 1$ t, $a = 3$ m, $h_c = 2$ m, $\gamma = 1,8$ t/m³ und $\lambda_p = \text{rd. } 10$ gesetzt wird, das Einspannungsmoment $= 3$ tm. Demgegenüber würde das größte Moment bei fester Einspannung gemäß Abb. 101 (f errechnet sich zu 6,5 t/m² und

Denken wir uns die Wand vollkommen starr, so wird sie sich bei der Bewegung um irgend einen Punkt drehen, der entweder oberhalb (Abb. 105) oder unterhalb (Abb. 106) in D liegen möge. Bei der Kleinheit der Bewegungen können wir die Zunahme oder Abnahme des Erddruckes gegenüber dem natürlichen Erddruck annähernd geradlinig annehmen. Dann ergibt sich die in den Abb. 105 u. 106 schematisch dargestellte Verteilung des Erddruckes. Oberhalb des Punktes E ist eine weitere Zunahme des Erdwiderstandes durch die Linie λ_p des passiven Erddruckes begrenzt, ebenso ist auf der anderen Seite oberhalb E'' einer weiteren Verringerung des hier

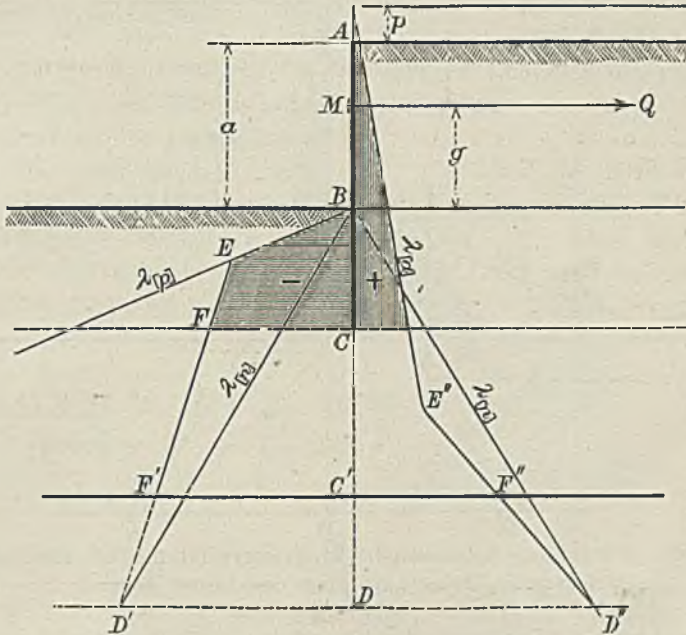


Abb. 106. Verankerte Spundwand. Erddruckverteilung bei starr angenommener Spundwand₀ und untenliegendem Drehpunkte.

vorher vorhandenen natürlichen Erddruckes durch die Linie λ_a des aktiven Erddruckes ein Ziel gesetzt. Unterhalb E'' wird die Vermehrung bzw. Verminderung des Erddruckes auf den beiden Seiten der Wand etwa gleich groß anzunehmen sein. In D , dem Drehpunkt (Abb. 106), würde der natürliche Erddruck unverändert bleiben.

In den meisten vorkommenden Fällen vereinfacht sich die Figur der Verteilung des Erddruckes wesentlich dadurch, daß der Fußpunkt C oberhalb des Punktes E'' liegt, so daß auf der Hinterfüllungsseite lediglich der aktive Erddruck wirksam ist.

Die Annahme einer vollkommen starren Wand trifft nun in der Wirklichkeit nie ganz zu. Vielmehr wird sich die Wand sowohl innerhalb des Bodens als auch auf der freien Höhe je nach dem Baustoff (Holz, Eisen, Eisenbeton) mehr oder weniger durchbiegen, und im allgemeinen werden zwei Punkte D und (D) unten und oben vorhanden sein, welche keine Be-

wegungen erfahren; in diesen Punkten würde also der natürliche Zustand erhalten bleiben, während zwischen ihnen eine Vermehrung bzw. Verminderung des natürlichen Erddruckes stattfinden muß, die wir wieder annähernd proportional der Durchbiegung³¹⁾ annehmen können. Die Abb. 107 zeigt die sich in diesem Falle ergebende Erddruckverteilung bei einer Rammtiefe = h_c .

Ein etwaiger Versuch, die Lage der Punkte D und (D) durch Rechnung festzustellen und danach die genaue Verteilung des Erddruckes zu ermitteln,

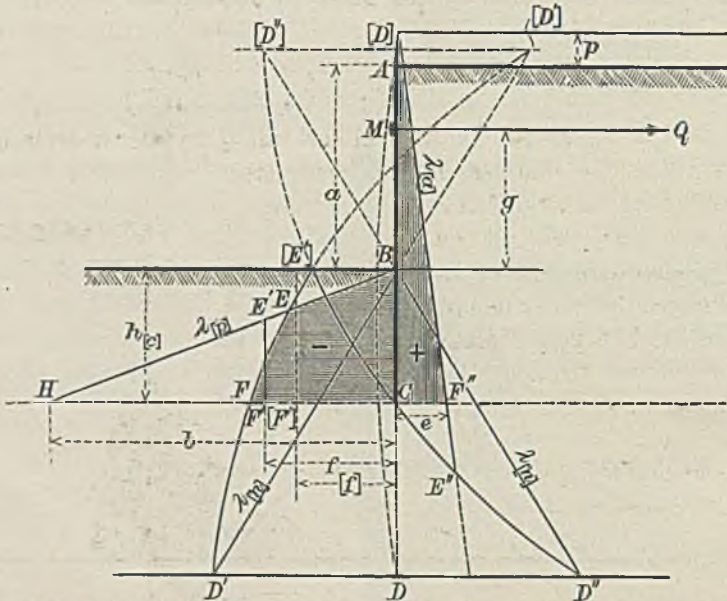


Abb. 107. Verankerte Spundwand. Erddruckverteilung bei elastischer Spundwand (Drehpunkte oben und unten liegend).

ist bei der Art der übrigen Rechnung zwecklos, zumal die Nachgiebigkeit der Verankerung und das elastische Verhalten der verschiedenen Bodenarten nicht bekannt ist.

³¹⁾ Die Annahme, daß die Vergrößerung des natürlichen Erddruckes proportional der Wandbewegung stattfinden soll, ist anfechtbar, da man sich auch und vielleicht mit größerer Berechtigung vorstellen kann, daß die Vergrößerung des Erddruckes hauptsächlich durch Schubkraft auf den Untergrund übertragen wird. In diesem Falle würde die Zunahme des Erdwiderstandes vom natürlichen Erddruck aus etwa proportional der ersten Abgeleiteten der Durchbiegung $\left(-\frac{d\eta}{dh}\right)$ gesetzt werden können, und die Verteilung würde der Abb. 108 entsprechen. Die wahrscheinlichste Verteilung liegt zwischen den beiden behandelten Annahmen. Sollte man indessen gegen die oben in Abb. 107 angegebene Ausgleichlinie $E'F'$ irgendwie Bedenken haben, dann kann man die Ausgleichlinie BF' auch nach der Abb. 108 nehmen. Die Bedingungsgleichungen lauten dann:

$$\text{I. } -Q + \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{(h_c + a + p)^2}{2} - \gamma \cdot \frac{f \cdot h_c}{2} = 0 \quad \dots \dots \dots 136a)$$

$$\text{II. } -Q(g + h_c) + \lambda_a \cdot \gamma \cdot \frac{(h_c + a + p)^3}{6} - \gamma \cdot \frac{f \cdot h_c^3}{6} = 0 \quad \dots \dots \dots 137a)$$

Diese Ausgleichlinie ist nur etwas ungünstiger für die Berechnung der Spundwand selbst, da der Erdwiderstand unnötig tief (um 0,66 h unter dem Erdboden) angreifend gedacht ist, hat aber sonst auf die zu wählende Rammtiefe keinen merklichen Einfluß.

der Verankerung wird sich die Wand im oberen Teile wenig bewegen; ein Abwärtsgleiten der Hinterfüllungserde wird daher im oberen (hinterfüllten) Teile nur in geringem Maße, im unteren Teile (im gewachsenen Boden) überhaupt nicht eintreten. Die Abweichung der Richtung des aktiven Erddruckes von der Senkrechten wird daher im oberen Teile nur gering sein, während er im unteren Teile voraussichtlich annähernd senkrecht bleiben wird. Die λ_a -Werte werden sich demnach zweckmäßig den Zahlen der Erddruck-Tabellen für $\delta = 0$ nähern müssen. In gleicher Weise wird der Erdwiderstand, wenn der Anker wagerecht gerichtet ist, unter nur geringem Winkel nach aufwärts gerichtet sein, da die angreifenden Kräfte nur geringe abwärtsgerichtete Komponenten haben. Aus dem Grunde wird man bei Wahl der λ_p -Werte in diesem Falle nicht erheblich über die in den Tabellen für $\delta = 0$ angegebenen Zahlenwerte hinausgehen dürfen.

Günstiger werden die Verhältnisse, wenn die Verankerung, wie es in vielen Fällen aus praktischen Gründen geschieht, schräg nach unten wirkt. Man kann sich dann durch Zusammensetzung der abwärtsgerichteten Seitenkraft mit dem Erdwiderstande (beide roh überschläglich mit angenommener Rammtiefe und angenommener Verteilung des Erdwiderstandes geschätzt) ein ungefähres Urteil über die Richtung des Erdwiderstandes verschaffen. Die λ_p -Werte werden dann, da δ negativ ist, größer angenommen werden können und die erforderliche Rammtiefe kann dementsprechend geringer werden.

Bei hohen Werten von λ_p kann man, wie in den bisher behandelten Fällen, auch hier unbedenklich an Stelle der Druckfläche $BEFC$ zur Vereinfachung das Rechteck $B[E'] [F'] C$ (vergl. Abb. 107) in die Rechnung einführen; die Ergebnisse ändern sich dadurch wenig, wie die Tabelle 21 erkennen läßt.

Tabelle 21

der zulässigen Größe des spezifischen Erddruckes f und der Schwerpunkstiefe ξ der Fläche des Erdwiderstandes.

Bei einem Sicherheitsgrad	Bei trapezförmiger Verteilung nach der Linie $E' F'$ (Abb. 107)		Bei rechteckiger Verteilung nach der Linie $E' [F']$ (Abb. 107)		Bei dreieckiger Verteilung nach der Linie $B F'$ (Abb. 108)	
	f	ξ	f	ξ	f	ξ
1	2	3	4	5	6	7
1	$1,0 \lambda_p \cdot h_c$	$0,67 h_c$	$0,5 \lambda_p \cdot h_c$	$0,5 h_c$	$1,0 \lambda_p \cdot h_c$	$0,67 h_c$
1,5	0,43 "	0,60 "	0,33 "	"	0,67 "	"
2	0,29 "	0,57 "	0,25 "	"	0,50 "	"
2,5	0,23 "	0,55 "	0,20 "	"	0,40 "	"
3	0,18 "	0,54 "	0,17 "	"	0,33 "	"

Zur Ermittlung des Erdwiderstandes bei kohäsionslosem Boden für wagerechtes Gelände und senkrechter Wand bei negativem Winkel δ (z. B. für den Fuß von Spundwänden) benutzt die Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau die im Anhang befindliche graphische Tabelle 118 für kreisförmige Gleitflächen. Sie ergibt für Werte ρ bzw. μ

= $\operatorname{tg} \varrho$ die λ_p -Werte für verschiedene Verhältnisse $\frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varrho} = \frac{\mu'}{\mu}$. Für $\frac{\mu'}{\mu} = 0$,

also $\delta = 0$, ergibt die unter $\vartheta = 45^\circ - \frac{\varrho}{2}$ geneigte ebene Gleitfläche den kleinsten λ_p -Wert (Rankinescher Sonderfall, siehe auch Tabelle 103). Für

$\frac{\mu'}{\mu} = -1$, also $\delta = -\varrho$ und $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$, erhält man aus der Tabelle 118

für die kreisförmige Gleitfläche $\lambda_p = 8,4$. Nach der Tabelle 103 ergibt für diesen Fall die geradlinige Gleitfläche $\lambda_p = 15$, also fast das Doppelte. Es ist hieraus der erhebliche Unterschied zwischen den kreisförmigen und geradlinigen Gleitflächen besonders bei negativem Winkel δ und großem

Reibungswinkel ϱ ersichtlich. Die Einführung des Verhältnisses $\frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varrho}$ in die

Tabelle 118 hat sich als zweckmäßig erwiesen, weil man bei der Wahl von δ diesen Wert im Verhältnis zu ϱ bestimmen wird. Es erscheint zweckmäßig, die Größe des Reibungswiderstandes eines Bodens nicht, wie es bisher allgemein üblich war, durch die Größe des Reibungswinkels ϱ auszudrücken, sondern als Kennwert den Reibungsbeiwert $\operatorname{tg} \varrho = \mu$ zu wählen, da mit diesem Werte meistens gerechnet wird und die Annahme runder Zahlen für μ auch das Behalten dieser Zahlen erleichtert.

E. Einfluß des Wassers im Boden.

Der Einfluß des im Boden befindlichen Wassers kann sich in der verschiedensten Weise äußern.

Handelt es sich um Haftwasser, das in den Poren kapillar festgehalten wird, oder um Porenwinkelwasser, das an den Berührungsstellen der Bodenkörner sitzt, also um Wasser, welches einen inneren Unterdruck besitzt, so vermehrt es das Gewicht des Bodens. Bodenbewegungen, die nach längeren Regengüssen eintreten, können ihre Ursache in einer solchen Gewichtsvermehrung der abgleitenden Bodenmasse haben.

Handelt es sich nicht um Wasser, das im Boden hängt, sondern um Wasser, welches auf einer wenig durchlässigen Schicht (Grundwasserträger) ruht und die Hohlräume eines durchlässigen Bodens (Grundwasserleiter) voll ausfüllt, so erfährt der im Wasser liegende Teil des Grundwasserleiters durch den Auftrieb eine Verringerung des Gewichtes, mit dem er im Bereich des Grundwassers auf dem unter ihm liegenden Boden lastet. Der Grundwasserträger dagegen hat das Gewicht des über ihm liegenden Bodens zu tragen, das im Bereich des Grundwassers durch Auftrieb vermindert ist, dazu die volle Grundwassermenge oder, was dasselbe ist, das volle Gewicht des über ihm lagernden Bodens und das Gewicht des in den Hohlräumen befindlichen Wassers. Falls der Druck eines unter dem Grundwasserträger liegenden zweiten Grundwasserstockes in den ersten hineinragt, wäre das Gewicht um diesen Druck zu vermindern.

Nun hat man sich die Wirkung des Grundwasserträgers nicht so vorzustellen, als ob seine oberste Schicht den gesamten Wasserdruck aufnimmt,

sondern der Wasserdruck wird sich je nach der mehr oder weniger gleichmäßigen Durchlässigkeit der Schichten auf ihre ganze Stärke verteilen. Der Wasserdruck wird bei der Bewegung des Wassers im Boden durch die Reibung in den feinen Poren allmählich aufgezehrt, und das Wasser ist beim Herausreten an der Unterseite des Grundwasserträgers bis auf den dort herrschenden Druck entspannt.

Abb. 109a gibt die Druckverhältnisse, wie sie sich etwa in einem Grundwasserträger von gleichmäßiger Durchlässigkeit einstellen werden. Angenommen ist, daß über einem Grundwasserträger von der Mächtigkeit h ein Grundwasserleiter von der Mächtigkeit t bis zur Geländeoberfläche reicht, und daß der Grundwasserspiegel im Abstand H_1 über der Unterkante des Grundwasserträgers liegt. Der Wasserstand eines zweiten Grundwasserstockes möge um H_2 über dieser Unterkante liegen. Innerhalb der schwer

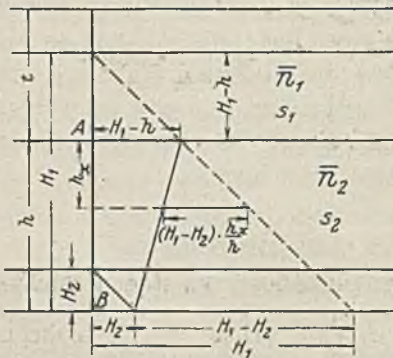


Abb. 109a.

durchlässigen Schicht findet ein Ausgleich des oberhalb und unterhalb der Schicht verschiedenen Druckes statt. Man wird nun die Druckabnahme in der schwer durchlässigen Bodenschicht bei gleichmäßigem Wasserdurchfluß hinreichend genau geradlinig annehmen können. Bezeichnet man das Kornvolumen, das ist das Volumen der festen Masse der Böden, mit \bar{n}_1 bzw. \bar{n}_2 und das mittlere spezifische Gewicht der Kornsubstanz mit s_1 bzw. s_2 , so ist beim Zusammenfallen beider Grundwasserstände ($H_1 = H_2$), wenn die Schicht h also nicht von Wasser

durchströmt wird und ein mit der Tiefe H geradlinig zunehmender Wasserdruck im Boden herrscht, der senkrechte spezifische Bodendruck p_x in der Tiefe h_x

$$p_x = \bar{n}_1 \cdot s_1 \cdot t - \bar{n}_1 (H_1 - h) + \bar{n}_2 (s_2 - 1) \cdot h_x \quad . \quad 137b)$$

Ist $H_1 > H_2$, so tritt ein Durchfließen des Bodens ein und der Wasserdruck nimmt von $H_1 - h$ bei A auf H_2 bei B ab. Die Druckabnahme bei h_x beträgt $(H_1 - H_2) \cdot \frac{h_x}{h}$. Sie muß in der Strecke h_x durch Reibung auf den Boden übertragen werden und belastet ihn infolgedessen. Der Bodendruck p_x in der Tiefe h_x steigt dann auf

$$p_x = \bar{n}_1 \cdot s_1 \cdot t - \bar{n}_1 (H_1 - h) + h_x \left[\bar{n}_2 (s_2 - 1) + \frac{H_1 - H_2}{h} \right] \quad 137c)$$

Diese Druckzunahme in der dichtenden Schicht gibt den Böschungsdichtungen von Staudämmen eine gewisse Sicherheit gegen die Ausbildung von Gleitflächen im Dichtungskörper bei gefülltem Becken. An der Oberfläche der Dichtungen verlaufende Gleitflächen zeigen in diesem Falle wesentlich ungünstigere Verhältnisse.

Ist die Strömung des Wassers im Boden von unten nach oben gerichtet, so wird der senkrechte Bodendruck durch die Reibung des aufsteigenden Wassers verringert. Dieser Fall kann z. B. eintreten, wenn im schwach durchlässigen Boden das Grundwasser durch eine in größerer Tiefe liegende, wasserführende grobe Sand- oder Kiesschicht gespeist wird. Solange die Grundwasseroberfläche aus der Tiefe nur in dem Maße Zufluß erhält, wie sie durch Verdunstung und durch den Pflanzenwuchs Verluste erleidet, sind die Geschwindigkeiten des aufsteigenden Wassers und damit die auf dem Boden übertragenen Reibungskräfte gering. Wird der Boden jedoch unter Wasserhaltung ausgehoben, z. B. zur Anlage einer Baugrube (Abb. 109b),

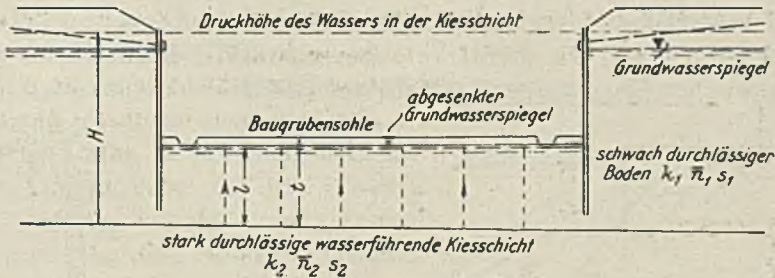


Abb. 109b.

so tritt mit der Verminderung der Stärke der durchflossenen Bodenschichten nach dem Darcyschen Gesetz $v = \frac{Q}{F} = k \cdot J$ eine erhebliche Vermehrung

der Durchflußgeschwindigkeit v ein. In der Gleichung für v ist $J = \frac{H}{l}$

das Verhältnis aus dem Wasserdruck H an der Oberfläche der Kiesschicht und der Stärke l der durchflossenen, schwach durchlässigen Bodenschicht, Q die Durchflußmenge, F der volle Durchflußquerschnitt und k ein Durchlässigkeitsbeiwert, der die Durchflußgeschwindigkeit für $J = 1,0$ darstellt. Mit der Zunahme von v wächst der durch die Reibung des Wassers in den Bodenporen auf den Boden übertragene Druck. Ist der Boden von gleichmäßiger Durchlässigkeit, so wird der Wasserdruck sich auf die durchflossenen Schichten ebenfalls gleichmäßig übertragen. Die Druckabnahme wird also von der Oberkante der Grundwasser führenden Schicht bis zu dem neuen Grundwasserstande in Richtung des Wasserdurchflusses geradlinig erfolgen. Eingelagerte dichte Schichten können sowohl Änderungen in der Richtung des Wasserdurchflusses, als auch, was wesentlicher ist, eine ungleichmäßige Abnahme des Wasserdruckes zur Folge haben. Die Sohle einer solchen Baugrube wäre darauf zu untersuchen, ob das Gewicht der Bodenschichten unter Berücksichtigung des Auftriebes dem Drucke in der wasserzuführenden Schicht, bei Annahme eines Sicherheitsgrades η , widerstehen kann. Es muß sein mit den Bezeichnungen der Abb. 109b:

$$1,0 (H - l) = [n_1 (s_1 - 1) \cdot l + n_1 \cdot s_1 (t - l)] \cdot \eta \quad . \quad 137d)$$

einem Erdkörper genau festzulegen. Die Böden wechseln selbst innerhalb derselben Schicht hinsichtlich ihrer Kornzusammensetzung, Porenvolumen, Durchlässigkeit, Schubwiderstand usw., so daß man nur mit Mittelwerten rechnen kann. Es hat daher, wie bereits früher betont wurde, keinen Zweck, Rechnungen mit großer Genauigkeit durchzuführen. Es empfiehlt sich vielmehr, schnell durchzuführende Rechnungsweisen anzuwenden, die Untersuchungen unter Beachtung der Grundwasserbewegungen für die verschiedensten geradlinigen und kreisförmig gekrümmten Gleitflächen durchzuführen und für die ungünstigste Gleitfläche eine gewisse Sicherheit η zu verlangen.

Neben dem Zustande des fließenden oder stehenden Grundwassers, das auf einer wenig durchlässigen Schicht ruht und, alle Poren seines Leiters ausfüllend, nur seinem eigenen Gewicht unterworfen ist, kann ein zweiter Zustand vorkommen, bei dem das Wasser nicht nur sein eigenes Gewicht, sondern auch fremde Gewichte überträgt.

In Abb. 109e ist ein Staudamm mit einer Dichtungsschicht an der Wasserseite dargestellt. Steht dieser Damm längere Zeit unter dem Druck des Höchststaus, so wird der Dichtungston seinen Wassergehalt allmählich dem Druck anpassen, unter dem er steht. Er wird in seiner dem Wasser zugekehrten Fläche, auf welcher der Wasserdruck sehr gering ist und auf welche nur das durch Auftrieb verminderte Gewicht der Schutzschicht wirkt, Wasser aufnehmen. Wird nun der Stau sehr schnell, z. B. auf den niedrigsten

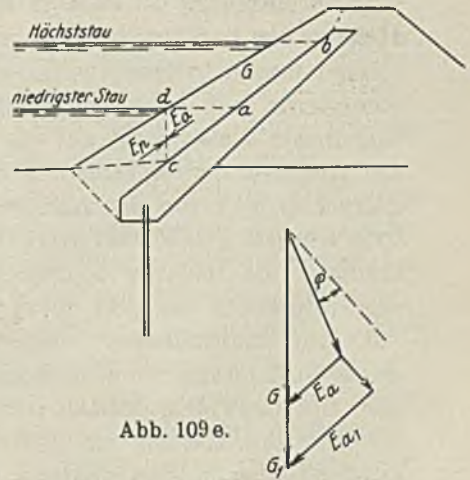


Abb. 109e.

Stand gesenkt, so wird die Strecke $c-b$ der Dichtung plötzlich stärker belastet, da für die über ihr liegende Schutzschicht der Auftrieb fortfällt und außerdem ein Teil des Wassers in der Schutzschicht haften bleibt. Für den vermehrten Druck ist der Wassergehalt der Dichtungsoberfläche zu groß. Es wird Porenwasser aus der obersten Schicht ausgepreßt. Hierzu gehört bei dem Widerstande, den die engen Poren der Bewegung des Wassers entgegensetzen, eine gewisse Zeit. In diesem Zustande steht das Porenwasser unter Druck und trägt somit einen Teil des Gewichtszuwachses der über ihm befindlichen Schüttung. Die Bodenteilchen berühren sich nicht in dem Maße, als wenn sie selbst den vollen Druckzuwachs aufzunehmen hätten, und ihre Reibung wird dementsprechend nur wenig zunehmen.

Wie Abb. 109e zeigt, nimmt der aktive Erddruck E_a , erheblich zu, wenn die Gewichtszunahme $G_1 - G$ keine Reibung auf der Gleitfläche erzeugt. Da E_p von der Gewichtszunahme der Schutzschicht nicht berührt wird, so wird der Sicherheitsgrad der Böschung $\eta = \frac{E_p}{E_a}$ gegenüber dem ersteren Zustand erheblich verschlechtert.

Starke und plötzliche Belastungszunahmen, die in wassergesättigten, wenig durchlässigen Böden das Porenwasser unter Überdruck setzen, können daher Rutschungen auslösen. Die Rutschgefahr nimmt allmählich ab, da durch den Abfluß des unter Druck gesetzten Porenwassers dieses allmählich entspannt wird, die Bodenkörner an seiner Stelle den Druck aufnehmen und ihre gegenseitige Reibung dadurch verstärken.

Den Einfluß des Wassers auf den Erddruck gegen eine Wand können wir ebenfalls durch Rechnung bestimmen.

Wenn keine Bewegung des Grundwassers stattfindet, so übt das Wasser im Boden in der Tiefe h_w unter dem Wasserspiegel allseitig einen Druck aus $= \gamma \cdot h_w$. Bei den meisten wirklich vom Wasser durchtränkten (sandigen) Bodenarten können wir nun annehmen, daß jedes Korn vollständig vom Wasser eingehüllt ist (wie in Abb. 110 vergrößert dargestellt ist) und daß auch an den Berührungsstellen zwischen den Körnern der Wasserdruck sich geltend macht.³³⁾ Dann heben sich die wagerechten Kräfte auf die einzelnen Sandkörner auf, und es bleibt nur der wagerechte Wasserdruck auf die Wand und der Auftrieb der einzelnen Körner übrig. Betrachtet man nun den Auftrieb als negatives Gewicht (Gewichtsverminderung) und ermittelt die dadurch bedingte Änderung des Erddruckes, so gibt diese zusammen mit dem unmittelbaren Wasserdruck die gesamte Änderung der Wandbeanspruchung oder des Erdwiderstandes.

In Abb. 109 ist ein Teil der Wand dicht unter dem Wasserspiegel dargestellt und die ohne Berücksichtigung des Wasserdruckes (aber schon mit Rücksicht auf die etwa verminderte Reibung) ermittelte Erddruckfläche angegeben, die unter dem Wasserspiegel durch eine Linie mit der Neigung λ begrenzt sein möge, derart, daß der Erddruck $= \gamma_e \cdot (f + \lambda \cdot h_w)$ ist. Oberhalb des Wasserspiegels ändert sich nun der Erddruck nicht durch das Wasser (abgesehen von den oben angegebenen Gleichgewichtsbedingungen, welche die Größe des Erdwiderstandes bestimmen), und es bleibt daher in U der spezifische Erddruck $\gamma_e \cdot f$. Unterhalb U nimmt der spezifische Erddruck die Größe an

$$d = \gamma_e \cdot f + \gamma_e \cdot \lambda \cdot h_w + \gamma \cdot h_w - n \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot h_w \quad (138)$$

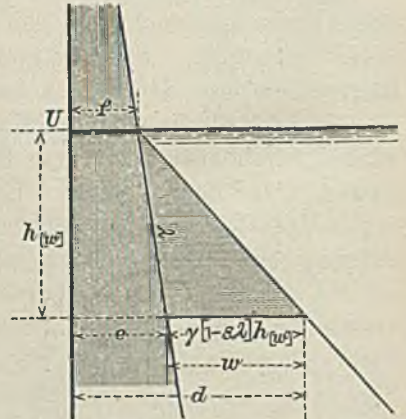


Abb. 109. Einfluß des Wassers im Boden auf den Wanddruck.

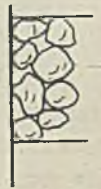


Abb. 110. Lagerung der vergrößerten Sandkörner.

³³⁾ Auch wenn man annimmt, daß an den Berührungsstellen zwischen den Körnern das Wasser verdrängt wird, ändert sich an dem Endergebnis nichts. Bei undurchlässigen Bodenarten kann man in der Rechnung $n = 1$ annehmen, wenn das Einheitsgewicht γ_e auch für völlig durchtränkten Boden ermittelt ist.

worin γ_e und γ die spezifischen Gewichte der Erde und des Wassers, h_w die Tiefe unter dem Wasserspiegel und n die Wasserverdrängung des Bodens (abzüglich der Hohlräume) im Vergleich zum gesamten Bodenvolumen bezeichnen. Da nun $\gamma_e \cdot f + \gamma_e \cdot \lambda \cdot h_w = e$ gleich dem Erddruck ohne Rücksicht auf den Wasserdruck ist, so beträgt die Änderung durch den Wasserdruck

$$W = d - e = \gamma \cdot h_w - n \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot h_w = \gamma \cdot h_w (1 - n \cdot \lambda). \quad 139)$$

Wir erhalten also den gesamten Erd- und Wasserdruck auf eine Wand, wenn wir zu dem ohne Rücksicht auf den Wasserdruck ermittelten Erddruck oder Erdwiderstand den mit $(1 - n \cdot \lambda)$ multiplizierten Wasserdruck hinzurechnen.

Ist die Erddruckfläche unterhalb des Wasserspiegels durch eine gebrochene Linie begrenzt, so ergibt sich der gesamte spezifische Druck in der Tiefe H_w

$$\begin{aligned} d &= e + w = e + \gamma \cdot H_w \\ &= \gamma \cdot n (\lambda_1 \cdot h_{1w} + \lambda_2 \cdot h_{2w} + \lambda_3 \cdot h_{3w} + \lambda_4 \cdot h_{4w}) \dots 140) \\ &= e + \gamma (H_w - n \cdot \Sigma \lambda \cdot h_w) \text{ (siehe Abb. 111) } \dots 141) \end{aligned}$$

Der Wert $\Sigma \lambda \cdot h_w$ kann aus der Abbildung entnommen werden.

Die hier gegebene Einführung des Wasserdruckes in die Rechnung deckt sich nicht mit der bisher üblichen Art seiner Berücksichtigung. Soweit es bei in Wasser stehenden Uferbauten bisher üblich war, den Wasserdruck beiderseits (sowohl auf der Erdseite wie auf der freien Wasserseite) als gleich und entgegengesetzt zu vernachlässigen, so entspricht diese Annahme einem Werte der Wasserverdrängung des Bodens von $n = 0$ und dürfte unnötig ungünstig sein, wenn man an anderer Stelle, wie oben gezeigt ist, den

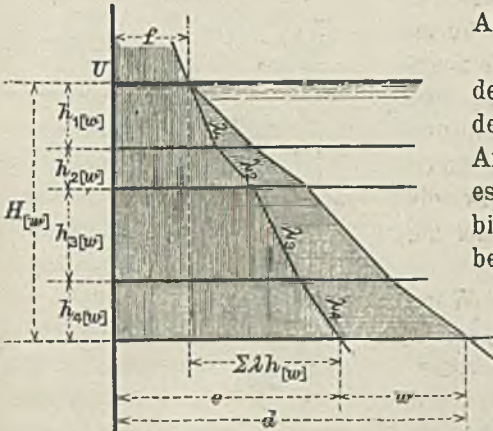


Abb. 111. Erd- und Wasserdruck unter Wasser bei verschiedenen Erdschichten.

erforderlichen Sicherheitsgrad vorsieht. Zu günstig ist dagegen die andere auch öfter gebräuchliche Rechnungsart, den vollen Wasserdruck als wirksam anzunehmen dafür aber das Einheitsgewicht des Bodens um $1 (= \gamma)$ herunterzusetzen. Sie würde sich mit der oben gegebenen Lösung nur dann decken, wenn die Wasserverdrängung $n = 1$ wäre. Das Einheitsgewicht des Bodens vermindert sich im Wasser nur um das Gewicht seiner Wasserverdrängung, das ist um n .

Steht der Wasserspiegel über dem Erdboden, wie es auf der Wasserseite bei Uferdeckwerken stets der Fall ist, dann errechnet sich der gesamte spezifische Druck (Wasser + Erddruck) auf die Wand in gleicher Weise wie oben. Er ist (vergl. Abb. 112), wenn $\gamma_e \cdot e$ den ohne Rücksicht auf den Wasserdruck zu bestimmenden Erddruck bedeutet, $= \gamma_e \cdot e + \gamma \cdot W$

$= \gamma_e \cdot e + \gamma \cdot h_w - \gamma \cdot \bar{n} \cdot \Sigma \lambda \cdot h_b$. Da nun in diesem Falle $\Sigma \lambda \cdot h_b = e$ ist, so erhalten wir den spezifischen Druck $\gamma_e \cdot e + \gamma \cdot W = \gamma_e \cdot e + \gamma (h_w - \bar{n} \cdot e)$, d. h. der Einfluß des Wasserdruckes im Boden beträgt $\gamma (h_w - \bar{n} \cdot \Sigma \lambda \cdot h_b) = \gamma (h_w - \bar{n} \cdot e)^{34)}$.

Selbstverständlich hat die Ermittlung der Änderung des Druckes auf die Wand durch den Einfluß des Wassers vor Einsetzung des Erddruckes in die Bedingungsgleichungen zu erfolgen und auch vor Einführung der vereinfachten Annahmen der (Richtung der) geradlinigen Verteilungslinien. Die Vorüberlegung hat nur an Stelle der betreffenden Werte für den natürlichen, aktiven oder passiven Erddruck die um den Einfluß des Wasserdruckes geänderten Werte zu setzen, danach die Ausgleichslinien zu schätzen und die Bedingungsgleichungen aufzustellen.

Bei dem passiven Erddruck wird es öfter vorkommen, daß $\bar{n} \cdot e (= \bar{n} \cdot \Sigma \lambda_a \cdot h_b)$ größer ist als die gesamte Tiefe h_w unter dem Wasserspiegel. In dem Falle wird dann der Erdwiderstand durch den Wasserdruck nicht erhöht, sondern auf jeden Fall heruntersetzt, selbst dann, wenn die Reibung nicht durch das Wasser vermindert würde. In gleicher Weise kann sich in demselben Falle auf der Seite des aktiven Erddruckes der Gesamtdruck des Erd- und Wasserdruckes aus beiden Ursachen verstärken, da sowohl der Einfluß des Wasserdruckes $W = (h_w - \bar{n} \cdot e) = (h_w - \bar{n} \cdot \Sigma \lambda_a \cdot h_w) = H_w (1 - \bar{n} \cdot \lambda_a)$ wegen der geringeren Größe von e bzw. λ_a meist positiv ist, als auch die Verringerung der Reibung auf eine Erhöhung des (aktiven) Erddruckes hinwirkt.³⁵⁾ Man sieht daraus, wie wichtig es ist, sich in jedem Sonderfall die Wirkungsweise des Wassers klarzumachen, ehe man sich für die eine oder andere vereinfachende Näherungsrechnung entscheidet. Wenn man die wahrscheinliche größte Höhe der angreifenden und widerstehenden Kräfte unter Berücksichtigung der ungünstigen Wirkung des Wassers, soweit möglich, sorgfältig

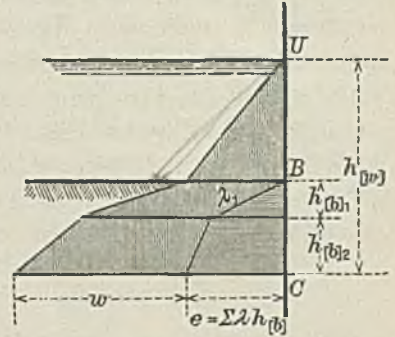


Abb. 112. Erd- und Wasserdruck bei Lage der Erdoberfläche unter Wasser.

³⁴⁾ \bar{n} beträgt bei den meisten sandigen Bodenarten etwa 60 bis 70 vH.

³⁵⁾ Bei der Erhöhung des aktiven Erddruckes durch das Grundwasser ist noch ein bisher nicht erwähnter Umstand zu berücksichtigen, dessen Einfluß, so winzig klein er bei der ersten Betrachtung auch zu sein scheint, bei genauerer Überlegung sich doch wahrscheinlich nicht so ganz unwesentlich zeigt. Durch den Wasserdruck, welcher die Teilchen des Bodens allseitig umgibt, erleiden diese eine (rechnerisch sehr kleine) Volumenminderung, die bei ihrer Entstehung hinreicht, die gegenseitige feste Berührung der Körperchen zu lockern und die Reibung zu vermindern, bei ihrem Verschwinden (Sinken des Wasserdruckes) eine Vergrößerung des Erddruckes als Widerstand gegen die Ausdehnung zurückläßt. Diese Überlegung ist von der Härte des Bodenstoffes (Elastizitätsziffer der einzelnen Körner) unabhängig, da jeder Stoff, welcher sich unter irgend einem Druck befindet, beim Nachlassen des Druckes doch dieselbe Gegenkraft ausübt, wenn er in einer dem Druck entsprechenden Formänderung in anderer Weise festgehalten wird; die Größe der verbleibenden Erddruck-erhöhung wird indessen wohl von dem Verhältnis der Elastizität des Erdstoffes und der Begrenzung abhängen.

geschätzt hat, dann kann man unbedenklich für die Bedingungsgleichungen die oben empfohlenen Vereinfachungen in die Rechnung einführen.

Der Einfluß der Gewichtsverminderung des Bodens durch Auftrieb im Wasser möge an einem Beispiel untersucht werden

Es ist die Standsicherheit eines 5 m hohen Staudammes zu bestimmen, der einen wasserseitig 1:2,0 geböschten Dichtungskern aus fettem Lehm besitzt und gegen den Wasserangriff durch eine 1:2,5 geböschte, im Mittel 1,30 m starke Deckschicht geschützt ist. Die Untersuchung erstreckt sich nur auf die wasserseitige Böschung. Der Anschluß des Dichtungskernes an den wenig durchlässigen Untergrund ist genügend dicht, so daß Durchsickerungen im erheblichen Umfange nicht zu erwarten sind. Die Wasserstände ändern sich nur langsam. Mit plötzlichen Belastungsänderungen und damit verbundenen plötzlichen Verminderungen der Reibungsbeiwerte des Dichtungsbodens ist mithin nicht zu rechnen.

Das Raumbgewicht der kiesigen Deckschicht wurde unter Wasser zu $1,05 \text{ t/m}^3$, über Wasser zu $1,8 \text{ t/m}^3$ ermittelt, ebenso das Gewicht des Dichtungslehmes unter Wasser zu $1,0 \text{ t/m}^3$ und über Wasser bei Annahme völlig mit Wasser gefüllter Poren zu $2,0 \text{ t/m}^3$. Es ist ungünstig für den Lehm, unterhalb des Wasserspiegels bis zur Gleitfläche den vollen Auftrieb einzusetzen, da ja ein wenn auch langsames Durchfließen des Lehmkernes stattfindet und das Wasser dabei Druckverluste erleidet. Um das Maß dieser Druckverluste wird aber der Druck zwischen den Bodenteilchen und damit die Bodenreibung vermehrt. Diese Druckzunahme im Boden ist im vorliegenden Falle nicht berücksichtigt. Für die Deckschicht wurde unter und über Wasser ein Reibungsbeiwert $\mu = 0,6$ angenommen.

Untersucht wurde zunächst der Erdwiderstand des durch die Lotrechte AB begrenzten Böschungsfußes für die Wasserstände a und b . Die Richtung des Erddruckes E_p wurde wegen der Nähe des Böschungsbrechpunktes nicht unter dem gleichen Winkel zur Horizontalen wie die Böschungsoberfläche, sondern etwas flacher angenommen. δ beträgt etwa 13° . Nach Tabelle 8 ist der Wandwinkel der Gleitfläche etwa 10° . Dadurch ist der Ort für die Kreismittelpunkte festgelegt. Die Untersuchungen wurden in Figur B für drei verschiedene Kreise 1 bis 3) in der Art durchgeführt, wie Figur B_1 für den Kreis 1 zeigt. Die für die Wasserstände a und b ermittelten E_p^a - und E_p^b -Werte wurden über den Schnittpunkten der drei Kreisflächen mit der Sohle als Ordinaten einer E_p^a - und E_p^b -Kurve aufgetragen. Danach ergibt der Kleinstwert der E_p^b -Kurve die ungünstigste Gleitfläche.

Für den Dammkörper rechts von AB wurden vier verschiedene Gleitflächen I bis IV untersucht. Der Verlauf der Gleitflächen im oberen Teil der Schutzschicht im Punkt C bzw. C_1 unter der Dammkrone wurde nach Poncelet für $\delta = 13^\circ$ in Figur D bestimmt und die Größe von E_{a_1} bzw. $E_{a_{11}}$ in Figur D_1 festgestellt. Die durch die Gleitflächen I bis IV begrenzten Erdkörper $ABCD$ und ABC_1D_1 der Figur A wurden in senkrechte Streifen 1 bis 5 zerlegt, deren Gewichte g unter Berücksichtigung des Auftriebes bestimmt wurden. Für die Gleitflächen I und II wird in Figur C_1 und C_2 die Zerlegung der Streifengewichte g in die Gleitflächendrucke Q und Seitendrucke E gezeigt, und zwar für drei verschiedene Wasserstände a, b und c ,

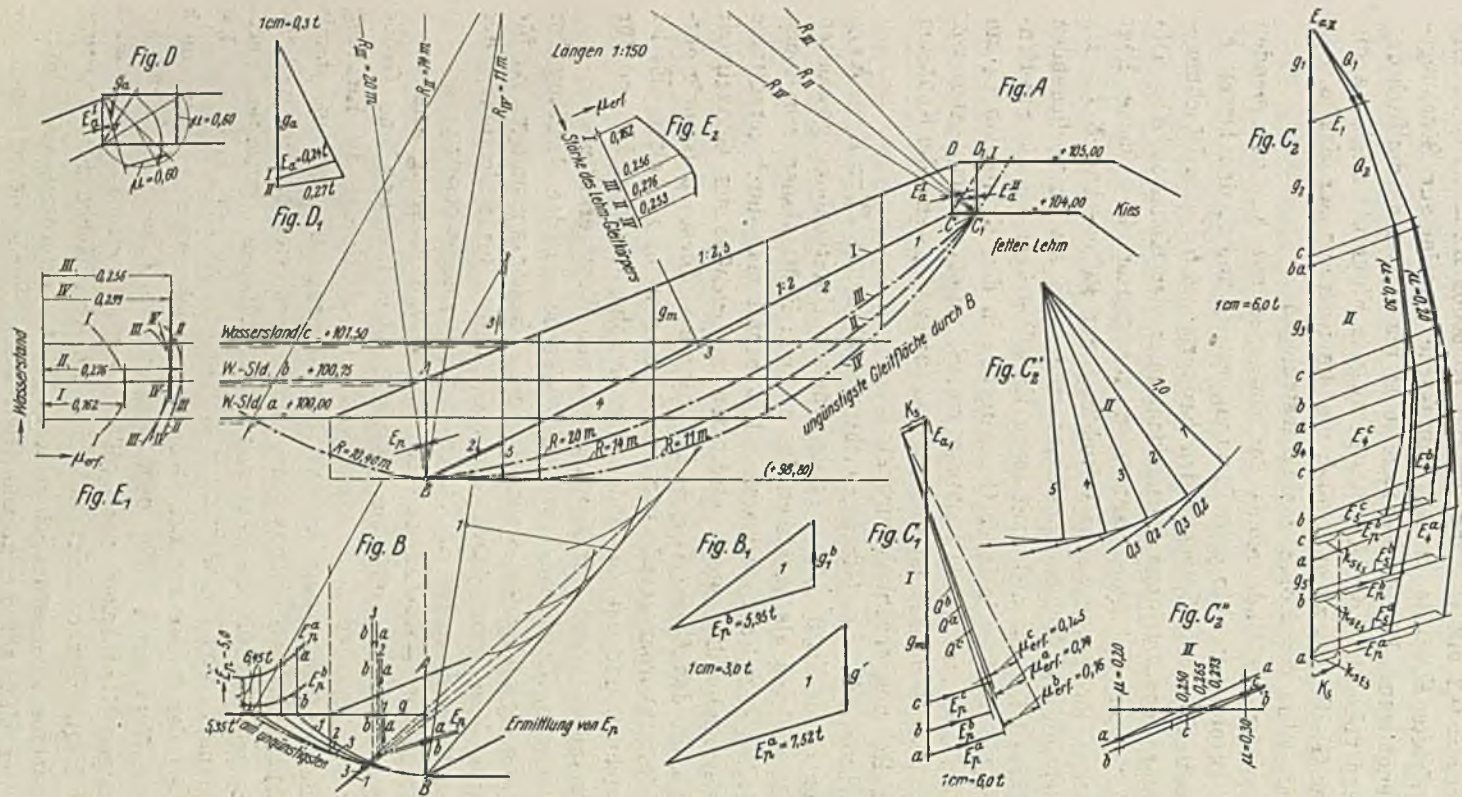


Abb. 112a. Statische Untersuchung der wasserseitigen Böschung eines Staudammes.

Bemerkung. Im vorliegende Falle verlaufen die Gleitflächen in der Hauptsache im Lehm. Das gewählte Verfahren, den Schubwiderstand der Deckschicht voll, dagegen den des Lehms nur zum Teil auszunutzen ($\gamma = 1,5$, S. 225), ist nicht ganz folgerichtig, doch im vorliegenden Falle auf das Ergebnis ohne weitgehenden Einfluß. Verlaufen Gleitflächen in Bodenarten mit wesentlich verschiedenen Schubwiderständen, verfährt man besser folgendermaßen. Man bestimmt die Schubwiderstandsbeiwerte (Reibung und Kohäsion) der betreffenden Bodenarten und benutzt zu den Untersuchungen nur den γ ten Teil dieser Werte. Man wählt also statt wie im vorliegenden Falle μ (0,6, 0,2 und 0,3) verschiedene Werte γ (etwa 1,0, 1,5, 2,0 usw.), für welche man die Untersuchungen durchführt. Die Werte $E_p - E_a$ werden dann in Beziehung zu den gewählten γ -Werten aufgetragen. Der Wert γ , für den $E_p - E_a = 0$ wird, ist der Sicherheitsgrad der untersuchten Gleitfläche. Trägt man die $E_p - E_a$ -Werte in Beziehung zu $1 - \frac{1}{\gamma}$ statt zu γ auf, so erhält man eine gestreckte Kurve, die, falls erforderlich, ein gradliniges Extrapolieren zur Ermittlung ihres Nullpunktes gestattet.

ferner für Wert $\mu = 0,2$ und $0,3$ und für eine Kohäsion $Ks = 0,2 \text{ t/m}^2$. Die Richtung der Kräfte E wurde in der Hauptsache parallel zur Böschungsoberfläche angenommen. Für die Gleitkreise II bis IV wurde die Richtung der Gleitflächendrücke Q in der Art bestimmt, wie Figur C_2' zeigt, da die Halbmesser der Gleitkreise zu groß sind, um die Richtung der Kräfte Q in der Figur A mit Hilfe der Kreise $R \sin \rho$ festzulegen.

Figur C_2 liefert als Endergebnis der von oben mit E_{a11} beginnenden Zerlegung der Streifengewichte g in Richtung von Q und E den Druck E_5 des Streifens 5 in Richtung E_p gegen den Erdkörper ABF des Böschungsfußes, und zwar zunächst ohne Berücksichtigung der Kohäsion Ks . Die Resultierende Ks der Kohäsionsspannungen der ganzen Kreisfläche liegt außerhalb dieser Fläche und hat die Richtung der Bogensehne BC_1 . Da Größe und Richtung der Kohäsion bekannt sind, wird sie im vorliegenden Falle wegen ihrer Kleinheit nicht mit ihren Einzelbeträgen an die Streifengewichte angesetzt, sondern in ihrer Gesamtgröße in den Kräfteplan C_2 am Schluß eingefügt und ihre in die Richtung von E_5 fallende Komponente von E_5 abgezogen. Dies Verfahren ist nur dann anzuwenden, wenn die Kohäsion gegenüber der Reibung erheblich zurücktritt.

Im Grenzzustande des Gleichgewichtes muß sein: $E_p = E_5 - Ks_{E_5}$. Trägt man nun (siehe Figur C_2'') über den für die Untersuchung gewählten Werten $\mu = 0,2$ und $0,3$ als Abszissen die aus den Kräfteplänen erhaltenen Werte $E_5 - (Ks_{E_5} + E_p)$ als Ordinaten auf, so erhält man durch geradlinige Verbindung der Endpunkte dieser Ordinaten mit genügender Genauigkeit den Wert von μ , für den $E_5 - (Ks_{E_5} + E_p) = 0$ wird. Dieses μ ist erforderlich, um den Rutschkörper gerade noch im Gleichgewicht zu halten. Es ist mit $\mu_{\text{erf.}}$ bezeichnet und ist für jeden der Kreisbogen II bis IV und für jeden Wasserstand a , b und c in der angegebenen Weise ermittelt.

Für die ebene Gleitfläche I ist kein Wechsel in der Richtung der Gleitflächenspannung vorhanden, wenn man die Kohäsionsspannungen Ks für sich betrachtet. Man kann daher (Figur C_1) unter Berücksichtigung des Auftriebes das Gewicht g_m des Erdkörpers $ABCD$ zusammensetzen mit den für die verschiedenen Wasserstände nach Größe und Richtung ermittelten E_p^a - und E_p^b Werten und mit den ebenfalls nach Richtung und Größe bekannten Werten Ks und E_{a1} . Als Schlußlinie erhält man die Richtung des Gleitflächendruckles, soweit er von der Reibung abhängt, und damit den für die Erhaltung des Gleichgewichtes gerade noch erforderlichen μ -Wert.

Figur E_1 zeigt die für die untersuchten Gleitflächen ermittelten Werte $\mu_{\text{erf.}}$ in Beziehung zu den Wasserständen a , b und c . Es zeigt sich, daß bei der Gleitfläche I der größte zur Erhaltung des Gleichgewichtes gerade noch erforderliche μ -Wert etwas unter dem Wasserstande b liegt, während bei den kreisförmigen Gleitflächen der größte Wert bei einem Wasserstande etwas über b liegt. Ferner zeigt sich, daß die Kreisflächen zur Erhaltung des Gleichgewichtes einen erheblich höheren Wert μ erfordern, also wesentlich ungünstiger sind als die gerade Gleitfläche. Berücksichtigt man dagegen die Druckabnahme, die das Wasser beim Durchfließen der Dichtung erfährt, so wird der Rutschkörper vom Wasser belastet, und die Bodendrücke wachsen in den tiefer liegenden Gleitflächen. In dem Falle kann besonders

bei dünnen Dichtungsschalen und schnellem Wasserstandswechsel die Oberfläche der Dichtung die ungünstigste Gleitfläche ergeben.

Um die Lage des ungünstigsten, durch die Punkte B und C_1 gehenden Gleitkreises zu bestimmen, sind in Figur E_2 die größten erforderlichen μ -Werte aufgetragen in Beziehung zu den senkrechten Abständen der Gleitkreise von der Oberkante der Dichtung BC in der Böschungsmitte. Man sieht aus der die Endpunkte der μ -Ordinaten verbindenden Kurve, daß die Gleitfläche II bei einem Wasserstande etwas über dem Wasserstande b den größten Wert μ zur Erhaltung des Gleichgewichtes erfordert.

Versuche hatten im vorliegenden Falle für den Boden im Zustande des natürlichen Wassergehaltes für den Schubwiderstand die Gleichung $\tau = 0,4 r + 0,02$ ergeben. Hieraus folgt eine Sicherheit von $\eta = \frac{\mu_{\text{vorh.}}}{\mu_{\text{erf.}}} = 1,5$. Hierzu ist folgendes zu sagen. Der Boden steht nur verhältnismäßig kurze Zeit unter Wasser. Falls er mit einem geringeren Wassergehalt als dem natürlichen eingebracht wurde, ist bei der Wasserundurchlässigkeit des Bodens anzunehmen, daß der Wassergehalt nicht bis zur Höhe des natürlichen steigen wird. Der Sicherheitsgrad konnte deshalb mit $\eta = 1,5$ als unbedingt hinreichend erachtet werden (siehe Bemerkung bei Abb. 112a).

F. Berechnung der Standsicherheit der Spundwände bei Beton Gründungen.

Die Vereinigung von Wasser- und Erddruck wird wohl bei allen Bauten im und am Wasser die Regel bilden. Es soll daher im folgenden als Beispiel die Wirkungsweise einer Spundwand bei einer Betongründung näher behandelt werden.

Unmittelbar nach dem Schlagen der Spundwand wirkt im oberen Teile beiderseits allein der Wasserdruck (wenn das Wasser über dem Boden steht). Im unteren Teile herrscht ein Druck,

welcher nach den obigen Ausführungen mindestens gleich dem natürlichen Erddruck $\gamma_e \cdot \lambda_n \cdot h_b$ ($\lambda = 1$) ist, vermehrt um den Wasserdruck $\gamma \cdot h_w$ und vermindert um den Wert $\gamma \cdot \bar{n} \cdot \lambda_n \cdot h_b$ (siehe Abb. 113) $= \gamma_e \cdot \lambda_n \cdot h_b + \gamma (h_w - \bar{n} \cdot \lambda_n \cdot h_b)$ ³⁶.

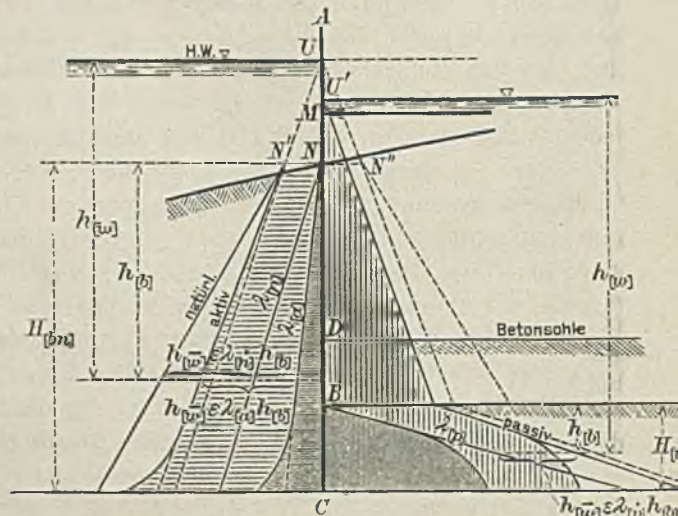


Abb. 114. Spundwände für Betongründungen. Verteilung des Erd- und Wasserdruckes bei äußerem Überdruck.

³⁶ Man gelangt zu demselben Ergebnis, wenn man das Wasser über dem Boden als Auflast annimmt und das Einheitsgewicht des wasserdurchtränkten Bodens $\gamma_e' = \gamma_e + (1 - \bar{n}) \cdot \gamma$ in die Rechnung einsetzt, ohne im unteren Teile den Wasserdruck im Boden besonders zu berücksichtigen.

erreichen muß; in größerer Tiefe wird er bei genügender Rammtiefe (BC) kleiner als der Höchstwert, aber größer als der Wert des aktiven Druckes sein.

In Abb. 114 ist nach Abzug des einseitigen Wasserdruckes der verbleibende Druck schematisch dargestellt. Die Rechnung wird durch die Einführung des Einflusses des Wasserdruckes keineswegs erschwert, verliert auch nicht ihren Wert als Näherungsrechnung. Oberhalb des Erdbodens wirkt links bis N der Wasserüberdruck und rechts in M der Gegendruck Q der Steife. Auch die Werte e und b sind bekannt, nämlich $e = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot H_b + \gamma (H_{nw} - H_{iw}) - \gamma \cdot n \cdot \lambda_a \cdot H_b$ bzw. $b = \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot H_{ib} - \gamma \cdot n \cdot \lambda_p \cdot H_{ib}$; hierin würde für einen Böschungswinkel von 20 bis 30° λ_a nach den Erddrucktabelle 54 für $\delta = 0$ beispielsweise etwa $0,5$ bis $0,3$, λ_p etwa 2 bis 3 betragen. Danach kann man bei gegebener Rammtiefe BC aus den beiden Bedingungsgleichungen (Σ -Kräfte $= 0$ und Σ -Momente $= 0$) die beiden Un-

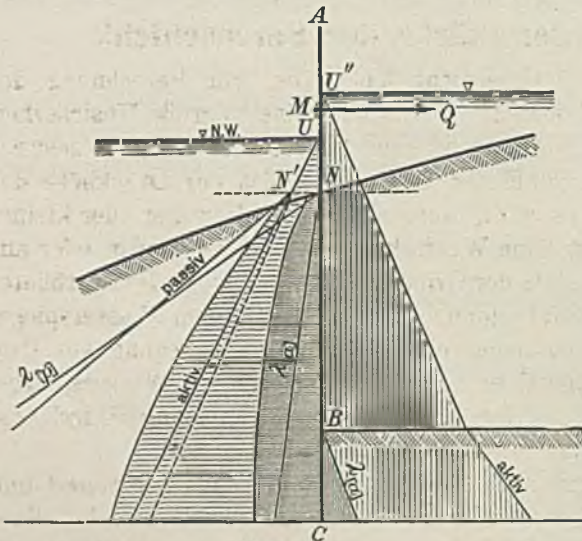


Abb. 115.

Spundwände für Beton Gründungen.
Verteilung des Erd- und Wasserdruckes
bei innerem Überdruck.

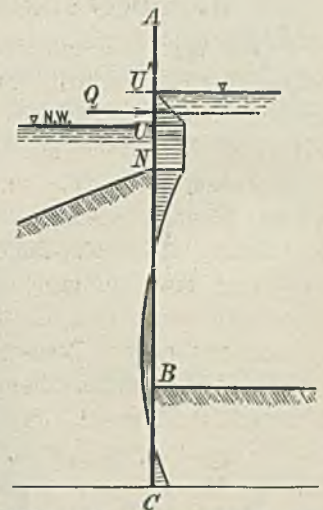


Abb. 116. Spundwände für Beton Gründungen. Vereinfachtes Belastungsschema bei innerem Überdruck.

bekannt, den Steifendruck Q und den spezifischen Erdwiderstand f leicht ermitteln, oder man kann umgekehrt aus dem gewünschten Sicherheitsgrad η (nach der Tabelle 21, S. 218 ist beispielsweise für einen Sicherheitsgrad von $\eta = 1,5$, $f = 0,43 \lambda_p \cdot H_{ib}$ und die Schwerpunkttiefe der Druckfläche $= 0,6 H_{ib}$) die erforderliche Rammtiefe C bestimmen. Bei der Wahl des Sicherheitsgrades ist in diesem Falle zu bedenken, daß der betrachtete ungünstige Zustand nur ganz kurze Zeit bis zur Einbringung der Betonschüttung dauert.

Abb. 115 gibt eine Darstellung der Druckverteilung bei inwendigem Überdruck, und Abb. 116 zeigt das zugehörige Endergebnis. Aus der letzteren ersieht man, daß die Beanspruchung der Spundwand erheblich günstiger wird.

Mit diesen Belastungen nach den Abb. 114 u. 116 ist die Standsicherheit der Spundwände vor Einbringung des Betons zu berechnen.

G. Erd- und Wasserdruck nach Einbringung der Betonsohle und nach Entleerung der Baugrube.

Die Ermittlung des vereinten Erd- und Wasserdruckes auf die Spundwand nach Entleerung der Baugrube bietet keine Schwierigkeit. Die Abb. 113 ist bis zur Betonsohle für diesen Fall auch gültig. Der Druck auf die Spundwand beträgt an jeder Stelle wieder $\gamma_e \cdot \lambda_n \cdot h_b + \gamma \cdot h_w - \gamma \cdot n \cdot \lambda_a \cdot h_b$. Die Berechnung der notwendigen Aussteifung der Spundwand, der auf die einzelnen Steifen entfallenden Druckkräfte und der zwischen den Steifen auftretenden Momente in der Spundwand kann dann nach irgend einem Näherungsverfahren (mit oder ohne Berücksichtigung der Einspannungsmomente an den Steifen) erfolgen. Meinungsverschiedenheiten von grundlegender Bedeutung werden hierüber kaum auftreten.

H. Berechnung der Stärke der Betonschicht.

Weniger Übereinstimmung herrscht bisher bei der Berechnung der Stärke der Betonschicht; und doch dürfte hier gar keine so große Unsicherheit in den Belastungsannahmen vorhanden sein. Bevor der Beton geschüttet wird, ist der Druck an der Sohle der Baugrube gleich der Druckhöhe des Innenwassers $= \gamma \cdot H_w$, und es wird, wenn dieser Druck größer oder kleiner als der Grundwasserdruck ist, eine Wasserbewegung in den Boden oder aus dem Boden heraus stattfinden. Da der Grundwasserdruck in der Nähe größerer Gewässer ohne plötzliche Gefällstufen sich meist mit dem Wasserspiegel dieser Gewässer ausgleicht, so findet eine Grundwasserbewegung von dem Wasser mit hohem Wasserspiegel nach dem des niedrigeren Wasserspiegels statt und dementsprechend ein Druckgefälle im Untergrund. Durch die Betonschüttung wird nun zweierlei an dem Zustande geändert.

Einmal wird die Auflast um das Gewicht des Betons vergrößert und um das Gewicht des verdrängten Wassers verringert, nimmt also bei einer Betondicke $= x$ um $(\gamma_b - 1)x$ zu. Sodann dichtet der Beton den Bodestoff nach oben hin mehr oder weniger gut ab und schafft damit einen Sprung in dem Druckgefälle des Grundwassers unter dem Beton. Dadurch nähert sich der Wasserdruck unter dem Beton dem des Außenwassers. Da es der Zweck der Betonschüttung ist, die Baugrube gegen das Wasser abzudichten, so muß man doch annehmen, daß sie diesen Zweck auch wenigstens zum größeren Teile erfüllt. Bei der Entleerung der Baugrube wird dann infolge der geringfügigen Durchbiegung des Betons nach oben der Erdwiderstand heruntergehen und auf dem größten Teile der Breite seinen Kleinstwert, d. i. bei wagher Oberfläch $= 0$, annehmen. Der Wasserdruck wird aber nicht heruntergehen, es sei denn, daß durch sehr große Undichtigkeiten im Beton eine starke Grundwasserbewegung hervorgerufen und dadurch ein größeres Druckgefälle im Grundwasser bedingt wird. So große Undichtigkeiten sind aber, da sie der Absicht widersprechen, welche mit der Betonschüttung verfolgt wird, sehr unwahrscheinlich; man muß bedenken, daß die Undichtigkeiten, welche den Druck unter dem Beton beispielsweise um 1 bis 2 m herunter-

setzen sollen, die gleiche Wasserförderung erfordern würden, mit der man den Wasserspiegel in der Baugrube um das gleiche Maß (1 bis 2 m) senken könnte, wenn die Betonsohle nicht vorhanden wäre. Außerdem setzen größere Undichtigkeiten den Wasserdruck des Untergrundes nur in ihrer unmittelbaren Nähe herunter, nicht aber unter der ganzen Betonsohle.

Wir müssen also als wahrscheinlichste Größe des Wasserdruckes unter dem Beton die Druckhöhe des Grundwassers bzw. des Außenwassers annehmen $= \gamma \cdot (h + x)$ (s. Abb. 117).

Diesem Wasserdrucke wirkt der Beton in dreifacher Weise entgegen.

Zuerst, wie ohne weiteres ersichtlich, durch sein Gewicht $\gamma_b \cdot x$ auf die Flächeneinheit (wenn γ_b sein Einheitsgewicht ist). Das Gewicht würde dem Wasserdrucke das Gleichgewicht halten, wenn die Stärke x so bemessen würde, daß $\gamma_b \cdot x = \gamma \cdot (h + x)$ ist, oder $x = \frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} h$, d. h. es würde bei einem Einheitsgewicht des Betons $= 2$ oder $2,3$ die Betonstärke $= h$ oder $= 0,77 h$ sein. Wenn tatsächlich vorgeschlagen ist, in dieser Weise die Stärke des Betons zu berechnen, so kann ein solcher Vorschlag bei einigermaßen großen Gründungstiefen natürlich nicht ernst genommen werden, da es keinem Praktiker einfallen wird, Betonstärken gleich $\frac{3}{4}$ (bis zur vollen) Tiefe der Betonoberkante anzuwenden.

Man hat sich zu helfen gesucht, indem man die Annahme machte, daß der Wasserdruck (infolge von Undichtigkeiten, Anhaften von Bodenteilchen am Beton usw.) auf das μ fache heruntergesetzt sei, so daß die Formel lauten würde $\gamma_b \cdot x = \mu \cdot \gamma (h + x)$ oder $x = \frac{\mu \cdot \gamma}{\gamma_b - \mu \cdot \gamma} \cdot h$; es ergibt sich daraus

	für $\gamma_b = 2$	2,3
und $\mu = 1$	$x = 1 \quad h$	0,77 h
" $= 0,9$	" $= 0,82$ "	0,64 "
" $= 0,8$	" $= 0,67$ "	0,54 "
" $= 0,7$	" $= 0,54$ "	0,44 "
" $= 0,6$	" $= 0,43$ "	0,35 "
" $= 0,5$	" $= 0,33$ "	0,28 "
" $= 0,4$	" $= 0,25$ "	0,21 "

man müßte also, um brauchbare Werte für die Betonstärke zu erhalten, eine so starke Heruntersetzung des Wasserdruckes unter dem Beton annehmen, wie sie nach den oben gegebenen Ausführungen vollkommen ausgeschlossen ist. Es ist aber nicht nötig, die Betonstärke allein nach seinem Gewicht zu bemessen, da das Gewicht nicht die einzige Gegenkraft ist, mit welcher der Beton dem Wasserdruck entgegenwirkt.

Eine weitere Kraft wird durch den Biegungswiderstand des als Balken wirkenden Betonklotzes verursacht. Die Betonplatte ist durch Reibung an den Spundwänden festgehalten und am Auftreiben gehindert; sie wird sich zwischen den Spundwänden, dem Drucke nachgebend, nach oben durchbiegen und in ihrer Mitte eine größere Spannung σ aufweisen. Wenn auch der

und darf im ungünstigsten Falle bis zum Höchstwert des passiven Erd- und Wasserdruckes steigen.³⁷⁾

Ob bei einer solchen Durchbiegung des Betons, welche für die Haltbarkeit des Betonklotzes den vergrößerten passiven Erdwiderstand ausnutzen muß, die Dehnung der obersten Schichten noch innerhalb der zulässigen Grenze bleibt, oder ob im oberen Teil ein Riß entsteht, läßt sich nicht feststellen, da die Elastizität des Bodens nicht genügend bekannt ist. Ein Riß wird nur dann mit Sicherheit vermieden, wenn die größte Zugspannung im Beton = 0 (oder wenigstens angenähert = 0) ist, und das ist der Fall, wenn die Drucklinie (möglichst) im Kern des Querschnittes bleibt. In diesem Falle wird aber die oberste Betonschicht im ganzen überhaupt keine Dehnung erfahren, sondern der Betonklotz wird zusammengedrückt. Infolgedessen wird daher auch an der Außenseite der Spundwand (nicht der passive, sondern) der aktive Erd- und Wasserdruck zur Geltung kommen, und von diesem wird nur der Teil von (den Steifen und) dem Beton aufzunehmen sein, der nicht schon vor der Betonschüttung durch den Gegendruck der obersten Steife und den Erdwiderstand unter dem Beton ausgeglichen war (vorhergehender Bauzustand), das ist die Druckhöhe des inneren Wasserspiegels. Die auf den Beton entfallende Breite des in Betracht kommenden Wasserdruckdreiecks d (Abb. 118) kann aus der Verteilung der Steifen geschätzt werden und möge sich zu $(1 + \zeta) x$ ergeben; der Schwerpunkt der betreffenden Druckfläche möge nach den obigen Voraussetzungen in der Höhe des oberen Drittelpunktes der

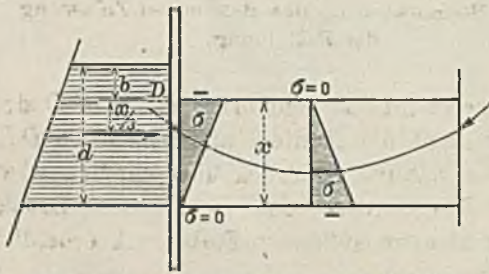


Abb. 118. Stemmwirkung des Betons ohne Öffnen der Fuge.

Betondicke x liegen. Dann beträgt der Seitendruck auf den Beton rund

$$\gamma \cdot \left(h + \frac{x}{3} \right) \cdot (1 + \zeta) x,$$

und das Moment in bezug auf den unteren Drittelpunkt = \mathfrak{M}_2

$$\gamma \cdot \left(h + \frac{x}{3} \right) \cdot (1 + \zeta) \cdot \frac{x^2}{3}$$

(siehe Abb. 118). Setzen wir dieses Moment zusammen mit dem

Biegemoment infolge der senkrechten Belastung (von unten) durch den Wasser- und Betondruck [= $\gamma \cdot h - (\gamma_b - 1) \cdot x$]

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{[\gamma h - (\gamma_b - 1) x] l^2}{8},$$

³⁷⁾ Da das ganze Erddreieck gehoben werden muß beim etwaigen Ausweichen, so kann der spezifische Erdwiderstand noch größere Werte annehmen, ehe eine Verschiebung eintritt. Hierin liegt eine weitere Sicherheit der Rechnung. Es ist aber andererseits zu bedenken, daß durch den Wasserdruck unter dem Beton eine starke Kraft nach oben ausgeübt wird. Diese Kraft wird in erster Linie durch die Reibung des im Boden steckenden Teiles BC der Spundwand aufgenommen. Falls dieser Teil aber nicht ausreichen sollte, dann wird noch der Teil BN mit herangezogen. Durch die schräge Richtung des Druckes der Spundwand wird dann aber der Erddruck verkleinert, so daß eine gewisse Sicherheit in anderer Weise am Platze ist.

so müssen beide zusammen $= \sigma W_b = \sigma \frac{x^2}{6}$ sein, wobei σ an der Betonoberfläche, wenn sich keine Risse bilden sollen, $= 0$ zu setzen ist oder wenigstens einen Wert von 10 bis 20 t/m² nicht überschreiten darf. Aus der Gleichung

$$[\gamma \cdot h - (\gamma_b - 1) \cdot x] \frac{6 l^2}{8 x^2} - 2 \gamma \cdot \left(h + \frac{x}{3} \right) (1 + \zeta) = \sigma \quad 142)$$

läßt sich x errechnen. Die Formel liefert in den meisten Fällen ganz brauchbare Werte für die Betonstärke x ; und da die Voraussetzungen, unter denen die Formel entwickelt ist, durchaus keine außergewöhnlich günstigen sind, so wird man die so errechneten Betonstärken unbedenklich der Ausführung zugrunde legen können.

Die erforderliche Sicherheit gegen eine etwaige Zerstörung des Betons liegt in dem Umstande, daß selbst dann, wenn der Beton Risse bekommt, ein Aufbrechen noch nicht erfolgt. Die Drucklinie in dem Beton (siehe Abb. 119) bekommt dann nur einen größeren Stich, die Fuge bei J öffnet sich, jede Betonhälfte sucht sich zu drehen, und es wird dadurch in der Nähe der Punkte D ein erhöhter Druck auf die Spundwand und damit

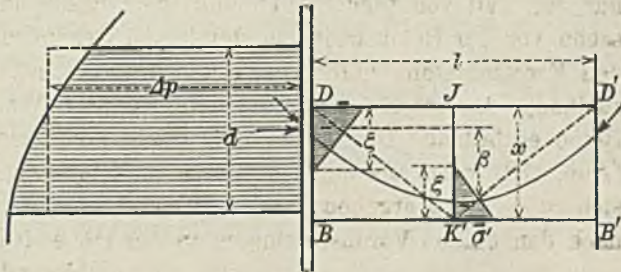


Abb. 119. Stemmwirkung des Betons bei Zulassung der Rißbildung.

auf die Erde ausgeübt. Ein Aufbrechen wird erst dann erfolgen, wenn D sich so stark gegen die Erde verdrückt, daß die Breite l annähernd $= 2 DK'$ (Abb. 119) wird, d. h. also, wenn der passive Erddruck überschritten wird, oder wenn die Spannung σ die Bruchgrenze des Betons für Druckbeanspruchung übersteigt. Man kann also im äußersten Falle noch erheblich weiter mit der Betonstärke herabgehen.

Der Weg für die Schätzung der äußersten (geringsten) Betonstärke würde der folgende sein. Man ermittelt die mögliche Zunahme des Erd- und Wasserdruckes (passiv abzüglich aktiv) beim Zurückdrängen durch den Beton für den Angriffspunkt der Kraft in geringer Tiefe unter D und addiert dazu den (rechts fehlenden) Druck des Innenwassers. Da es sich nur um eine näherungsweise Schätzung handelt, so genügt es, diesen Druck Δp für den Punkt D selbst zu ermitteln. Die Breite d dieser Druckvermehrung schätzt man aus der Bedingung, daß die Spundwand selbst das nötige Widerstandsmoment besitzt, diese Last Δp (genau genommen die ganze Last des passiven Erd- und Wasserdruckes) zu tragen, wobei man Δp als gleichmäßig verteilt annimmt. Die gesamte Last der möglichen Druckvermehrung $= \Delta p \cdot d$ (für die Längeneinheit) gibt zusammen mit der Pfeilhöhe β der Drucklinie das Moment und damit die erste Bedingungsgleichung für β und x :

$$\Delta p \cdot d \cdot \beta = [\gamma \cdot h - (\gamma_b - 1) \cdot x] \frac{b^2}{8} \quad (\text{siehe Abb. 119 u. 117}) \quad 143)$$

Die zweite Bedingungsgleichung kann man daraus ableiten, daß die gesamte Kraft sich dreieckförmig über eine Breite $\xi = \frac{2 \Delta p \cdot d}{\sigma'}$ verteilen muß, wenn σ' seinen zulässigen Höchstwert (von vielleicht 200 bis 300 t/m²) nicht überschreiten soll. Es ist dann die ganze Stärke $x = \beta + \frac{2}{3} \xi$ oder

$$x = \beta + \frac{4 \Delta p \cdot d}{3 \sigma'} \quad \dots \dots \dots 144)$$

Man wird aus der Durchführung einer solchen Rechnung mit den Gl. 143 u. 144 ersehen, daß verhältnismäßig dünne Betonschüttungen unter Umständen schon den verfolgten Zweck (des unteren Abschlusses einer Baugrube auf kurze Zeit) genügend sicher erreichen. Wenn daher eine größere Stärke der Betonschüttung nicht aus anderem Grunde geboten oder zweckmäßig erscheint, so wird man, wenn man damit eine wesentliche Ersparnis erzielen kann, in manchen Fällen ruhig die etwa im Beton auftretenden, später durch Mauerwerk überdeckten und daher nicht mehr gefährlichen Risse in den Kauf nehmen und unter die durch die in Gl. 142 gegebene Betonstärke heruntergehen können.

J. Ankerwände und Ankerplatten.

1. In größerer Entfernung von dem verankerten Bauwerk.

Bei den zur Verankerung in der Erde angebrachten Wänden und Platten ist die angreifende Ankerkraft aus vorhergehenden Rechnungen und Untersuchungen nach ihrer Größe und aus der Anordnung des Baues nach ihrer Lage und Richtung bekannt. Es bleibt nur nachzuweisen, daß der passive Erddruck der Wand oder Platte die Ankerkraft wirklich aufzunehmen vermag.

a) Ankerwand bis zur Erdoberfläche reichend.

In Abb. 120a sei AC die Ankerwand, die (vorläufig angenommen) so weit von dem verankerten Bauwerk entfernt sein möge, daß die Gleitflächen des

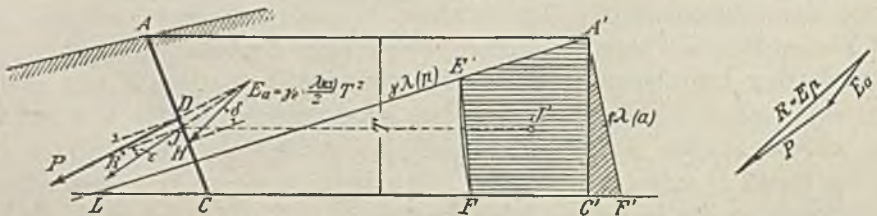


Abb. 120a.

Abb. 120b.

Abb. 120c.

Ermittlung des aktiven und passiven Erddruckes auf eine Ankerplatte.

aktiven Erddruckes der gestützten Wand und des passiven Erddruckes der Ankerwand sich nicht mehr in der Erde schneiden; P sei die in D angreifende Ankerkraft, welche nach Größe, Lage und Richtung bekannt ist.

Außer dieser Ankerkraft wirkt von rechts nach links der aktive Erddruck, der nach den vorausgehenden Darlegungen in Abschnitt II und aus den Tabellen nach Lage und Größe geschätzt werden kann $= E_a = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{T^2}{2}$, wenn T die Tiefe des Fußpunktes C der Wand unter dem Kopfe A bezeichnet. Auch die Richtung des Erddruckes E_a unter dem $\varphi \delta$ gegen die Normale läßt sich aus der Überlegung entnehmen, daß bei einem Nachgeben der Wand in Richtung der Ankerkraft die Erde rechts der Wand an der Wand abrutscht (d. h. $\delta =$ dem Reibungswinkel Erde auf Wand). Danach ergibt sich λ_a aus den Tabellen für aktiven Erddruck.

Setzt man nun die Ankerkraft P mit dem aktiven Erddruck E_a , wie in Abb. 120c u. 120a geschehen, zu R zusammen, die in J unter dem $\varphi \varepsilon$ gegen die Normale angreift, dann haben wir in R Größe, Lage und Richtung des wirklich zu erwartenden passiven Erddruckes auf die Wand AC und können uns die Erddruckziffer für den obersten Grenzwert λ_p errechnen oder aus den Tabellen entnehmen. Die Verteilung des passiven Erdwiderstandes ist in Abb. 120b dargestellt. Sie ist durch die Bedingungen gegeben:

1. daß die Erddruckgröße $\gamma_e \cdot \lambda_p \cdot t$ an keiner Stelle für die Tiefe t überschritten werden darf;
2. daß der Schwerpunkt J' der passiven Erddruckfläche $A'EFC'$ in Höhe des Angriffspunktes J liegt, und
3. daß die Größe der Erddruckfläche $\gamma_e (A'EFC')$ gleich der Resultanten R ist.

Danach läßt sich die Linie EF ermitteln.

Die Gleichmäßigkeit der Verteilung des passiven Erddruckes gibt einen Anhalt für die richtige Wahl des Angriffspunktes D des Ankers P . Bei sehr ungleichmäßiger Verteilung tut man gut, den Anker zu verschieben oder die Abmessungen der Wand zu ändern.

Zu guten Ergebnissen kommt man fast immer, wenn man den Anker etwa in der Mitte angreifen läßt.

Die Sicherheit des Bauwerkes verlangt, daß die Fläche $A'EFC'$ nur den η ten Teil der überhaupt möglichen Erddruckfläche $A'LC'$ betragen darf; oder angenähert in einer Ungleichung

$$P + \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{T^2}{2} = \text{oder} < \frac{1}{\eta} \cdot \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot \frac{T^2}{2}$$

$$\text{oder} \quad P \leq \left(\frac{1}{\eta} \cdot \lambda_p - \lambda_a \right) \cdot \gamma_e \cdot \frac{T^2}{2} \dots \dots \dots 145)$$

η kann etwa zu (2 —) 3 angenommen werden.

Die Linie EF wird infolge der elastischen Durchbiegung der Ankerplatte gekrümmt sein müssen. Der Einfluß dieser Krümmung kann aber vernachlässigt werden.

b) Wand nicht bis zur Erdoberfläche reichend.

In Abb. 121 sei BC die Wand, deren Verlängerung nach oben die Erdoberfläche in A trifft.

Gewöhnlich untersucht man den Fall in der Weise, daß man nur die auf die Wandhöhe $T - T_0$ entfallenden Teile der aktiven und passiven Erddruckfläche in Rechnung stellt.

Die Gl. 145 würde dann für diesen Fall lauten:

$$P \leq \left(\frac{1}{\eta} \cdot \lambda_p - \lambda_a \right) \cdot \gamma_e \cdot \frac{T^2 - T_0^2}{2} \quad \dots \quad 146)$$

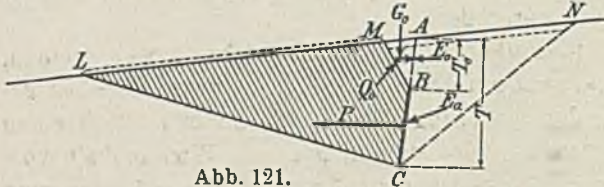


Abb. 121.

Ankerwand nicht bis zur Erdoberfläche reichend.

Gleitfläche LC hinaufgeschoben werden, während der Erdkörper $MNCB$ auf den Gleitflächen MB und NC abgleitet.

In der Fläche AB wirkt von beiden Seiten (sich aufhebend) ein aktiver Erddruck E_0 , dessen Richtung wir aus Mangel jeden anderen Anhaltes nach der Theorie des unendlichen Erdkörpers ermitteln (bezw. annehmen) können und dessen Größe (Erddruckziffer $= \lambda_{a_0}$) wir dann aus den Erddrucktabellen feststellen können. Infolge dieses Erddruckes wirkt der Druck Q_0 des dreieckigen Erdprismas MAB auf die Fläche MB nicht senkrecht, sondern setzt sich aus dem Gewicht des Erdprismas G_0 und der Seitenkraft E_0 zusammen.

Würde Q_0 senkrecht wirken, d. h. wäre $E_0 = 0$, dann müßte bei einem Nachgeben der Ankerwand außer dem Gewicht des trapezförmigen Erdkörpers $LMBC$ auch das Gewicht des dreieckförmigen Erdkörpers MAB (also das ganze Dreieck LAC) auf der Gleitfläche MC aufwärtsgeschoben werden, und der Grenzwert des passiven Erddruckes auf BC würde nach Abschnitt II $= \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot \frac{T^2}{2}$ sein. Infolge Hinzutretens der Seitenkraft E_0

$= \gamma_e \cdot \lambda_{a_0} \cdot \frac{T_0^2}{2}$ ändert sich, abgesehen von einer gleichzeitig dadurch bedingten, aber vernachlässigten Änderung der Lage der Gleitfläche, der Grenzwert des passiven Erddruckes nur um diesen Betrag, und ist demnach $E_p = \gamma_e \cdot \left(\lambda_p \cdot \frac{T^2}{2} - \lambda_{a_0} \cdot \frac{T_0^2}{2} \right)$.

Auf die Wand BC wirkt (von rechts nach links) außer der Ankerkraft P der aktive Erddruck $E_a = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{T^2 - T_0^2}{2}$.

Die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit lautet daher wieder angenähert, vergl. Gl. 145

$$P + \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{T^2 - T_0^2}{2} \leq \frac{1}{\eta} \cdot \gamma_e \cdot \left(\lambda_p \cdot \frac{T^2}{2} - \lambda_{a_0} \cdot \frac{T_0^2}{2} \right);$$

In Wirklichkeit liegen die Verhältnisse aber günstiger.

Bei einem Nachgeben der Wand muß nach den Voraussetzungen in Abschnitt II das ganze Trapez $LCBM$ auf der

setzt man hierin $\lambda_{a_0} = \lambda_a$, so ergibt sich

$$P \leq \gamma_e \left(\frac{1}{\eta} \cdot \lambda_p \cdot \frac{T^2}{2} - \lambda_a \cdot \frac{T^2}{2} + \frac{\eta - 1}{\eta} \cdot \lambda_a \cdot \frac{T_0^2}{2} \right) \quad (147)$$

Vernachlässigt man das letzte Glied, so erhält man dieselbe Gleichung wie für die bis zur Erdoberfläche reichende Ankerwand und wir gelangen zu dem eigenartigen Schluß, daß eine Verlängerung der Wand bis zur Erdoberfläche die Sicherheit kaum vergrößert.

Selbstverständlich darf man die Schlußfolgerung nicht so weit treiben, daß man die Wandhöhe annähernd auf Null reduziert, da dann die oben gemachten Vernachlässigungen der Änderung der Gleitfläche usw. doch einen merklichen Einfluß haben werden. Bei den meisten in Wirklichkeit vorkommenden Fällen, in denen die Ankerwand genügende Höhe hat, wird man aber unbedenklich die Gl. 145 (als ob die Wand bis zur Oberfläche reichte) zugrunde legen können.

c) Einzelne Ankerplatten.

Wie bereits oben S. 212 bei Behandlung des Widerstandes einzelner Spundwandpfähle im Boden hervorgehoben ist, ist auch der Widerstand einzelner Ankerplatten im Verhältnis zu ihrer Flächengröße höher als bei ganzen Ankerwänden. Das hat seinen Grund darin, daß bei einem Nachgeben der Erde infolge des Ankerzuges nicht nur das Gewicht des Erdprismas von der Länge $C_1 C_2$ der Ankerplatte (vergl. Abb. 122b) und dem Querschnitt $MCBN$ (Abb. 122a) auf der Gleitfläche MC hochgeschoben werden muß, sondern infolge der Reibung ein größerer Erdkörper, der an der Oberfläche der Erde von einer unregelmäßigen Linie $M_1 M_2 R_2 S_2 N_2 N_1 S_1 R_1$ begrenzt wird.

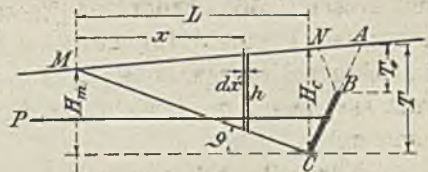


Abb. 122a.

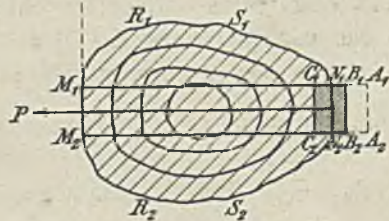


Abb. 122b.

Wirkung einzelner Ankerplatten.

Die genaue Ermittlung der Größe dieses Erdkörpers stößt auf Schwierigkeiten.

Für die näherungsweise Berechnung des Widerstandes der Ankerplatten kann angenommen werden, daß durch die Ankerplatte bei dem Beginn der Bewegung das unmittelbar davorliegende Erdprisma von der Länge der Ankerplatte auf der Gleitfläche hochgeschoben werden muß und daß gleichzeitig die Reibung des aktiven Erddruckes auf die beiden Seitenflächen dieses Erdprismas überwunden werden muß.

Das Hinaufschieben des Erdprismas erfordert eine Kraft, die bisher als passiver Erddruck bezeichnet ist,

$$= \left(\lambda_p \cdot \frac{T^2}{2} - \lambda_a \cdot \frac{T_0^2}{2} \right) b \gamma_e$$

wenn b die Plattenlänge ist (vergl. vorhergehenden Fall b).

Infolge der festen Verbindung durch den Anker muß aber der Punkt D der Ankerwand eine gleich große Bewegung DD' ausführen wie der Punkt C der verankerten Wand (CC'). Die Ankerwand muß daher die langsamer abgleitende Erde ihrer Umgebung mitreißen unter Anspannung des Ankers. Eine gewisse Stützung des Punktes C , wahrscheinlich verbunden mit einer erhöhten Belastung des Fußes der Wand, unter Änderung der Form der Gleitfläche ist die Folge.

Eine rechnermäßige Verfolgung des Vorganges ist bisher nicht möglich und man tut gut, die Wirkung der oberhalb der Gleitfläche des aktiven Erddruckes liegenden Teile der Ankerwand zu vernachlässigen.

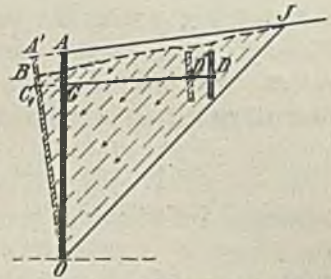


Abb. 123. Ankerwand oberhalb der Gleitfläche.

b) Ankerwände zwischen Gleitfläche und natürlicher Böschungsfäche.

Eine Ankerwand oberhalb der natürlichen Böschungsfäche kann für sich allein die Verankerung einer anderweitig nicht gestützten Wand nicht übernehmen, da die Erde auf irgend einer geraden oder gekrümmten Gleitfläche, welche steiler ist als die natürliche Böschung, abgleiten wird und

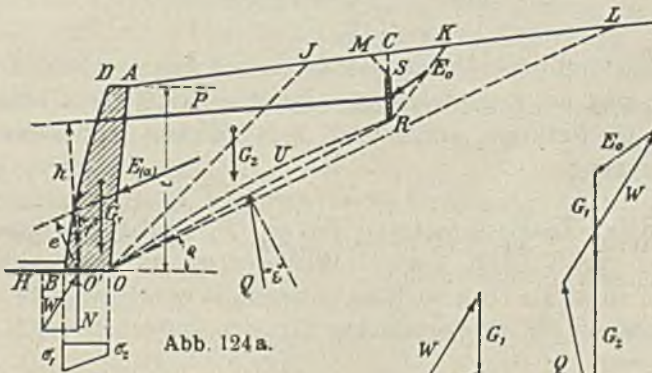


Abb. 124 a.

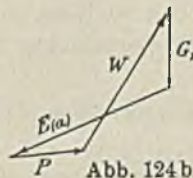


Abb. 124 b.



Abb. 124 c.

Verankerung einer Mauer an einer oberhalb der natürlichen Böschung liegenden Ankerplatte.

die Ankerwand mit sich nehmen wird. Wenn aber noch eine andere Stützung der Wand stattfindet, sei es durch die Bodenpressung an der Sohle einer Stützmauer, wie in Abb. 124 dargestellt ist, oder durch Einspannung eingerammter Wände oder Pfähle im Boden (vergl. Abb. 125), dann ist es denkbar, daß eine Ankerwand oberhalb der natürlichen Böschungsfäche eine Stützwand sichert, auch wenn die einzelnen Gegenkräfte, sowohl die Ankerkraft als auch die an der Stützwand selbst auftretenden Erdwiderstände, für sich allein nicht ausreichen würden.

Die näherungsweise Berechnung solcher Anlagen kann in folgender Weise angefaßt werden.

In Abb. 124 sei $A O B D$ der Querschnitt einer zu schwach bemessenen Stützmauer mit dem Gewicht G_1 . Es sei die Bedingung gestellt, daß die Verankerung durch die Ankerwand RS die Mauer so weit hält, daß die Bodenpressung an der Vorderkante der Mauersohle den Wert σ_1 nicht übersteigt. Auf die Mauer wirken unmittelbar der Erddruck E_a , dessen Größe und Richtung in der im Abschnitt II angegebenen Weise ermittelt werden kann ($= \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{t^2}{2}$), das Mauergewicht G_1 , die nach Richtung und Lage bekannte Ankerkraft P und der Erdwiderstand W . Nimmt man die Richtung der Kraft W vorläufig nach irgendwelchem Anhalt (etwa unter dem Reibungswinkel ϱ) an, dann kann man die Größe von (P und) W durch Zusammensetzen der vier Kräfte G_1 , E_a , P und W ermitteln (Abb. 124b). Aus der senkrechten Seitenkraft N der letzteren ist bei gegebener (bzw. als Bedingung für die Standsicherheit geforderter) Spannung σ_1 die Spannungsverteilung in der Sohle nach den bekannten Gleichungen

$$N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d$$

oder, wenn $\sigma_2 \leq 0$ wird,

$$N = \frac{\sigma_1 \cdot \xi}{2}$$

(ξ Abstand des Nullpunktes der Bodenpressung von der Sohlenvorderkante) zu errechnen und der Angriffspunkt O' der Bodenkraft W zu bestimmen.

Sobald O' festliegt, ergibt sich die genauere Größe von P durch Momentenrechnung

$$P \cdot h = E_a \cdot e - G \cdot f \dots \dots \dots 151)$$

und weiter durch Zusammensetzung von G_1 , E_a und P die genauere Größe und Richtung von W (Abb. 124b). Weicht diese von der ersten Annahme sehr weit ab, so ist die Untersuchung nötigenfalls zu wiederholen; andernfalls kann das Ergebnis für die Berechnung der Standsicherheit der Mauer weiterbenutzt werden.

Bei eintretendem Kippen der Mauer wird die Ankerwand durch den Anker mitgerissen. An dem Rücken der Ankerwand und auf den Gleitflächen MS und RK wird die Erde abgleiten und auf die Ankerwand den aktiven Erddruck E_0 ausüben. Zwischen Ankerwand und Stützwand wird die Erde infolge ihres Gewichtes und der durch Ankerwand und Stützwand auf sie ausgeübten Kräfte oberhalb einer Gleitfläche $R U O$ abgleiten. Näherungsweise ist diese nach ihrer Form uns nicht bekannte Gleitfläche eben angenommen.³⁸⁾ Ebenfalls kann in den meisten Fällen die Ankerwand als bis zur Oberfläche reichend angenommen werden.

³⁸⁾ Daß die Gleitfläche $O U R$ in Wirklichkeit gekrümmt ist in allen Fällen, in denen sich die rechnermäßigen Gleitflächen für den aktiven und passiven Erddruck innerhalb des Erdreichs schneiden, geht auch aus Abb. 153 unter Abschnitt VIII hervor. Nur bei großer Entfernung der Ankerwand von der verankerten Wand können sich die einzelnen Gleitflächen gesondert ausbilden (vergl. Abb. 155).

Auf den ganzen durch den Anker zusammenhängenden und zusammen bewegten Bauteil wirken die Gewichte der Mauer $= G_1$, des Erdprismas $AORSM$ (bezw. C) $= G_2$, der aktive Erddruck E_0 , der Erdwiderstand W an der Mauersohle und der nach Größe und Richtung nicht bekannte Widerstand Q in der Fläche OR . Da alle übrigen Kräfte bekannt sind, so läßt sich durch Kräftezusammensetzung (Abb. 124c) die Größe und Richtung von Q bestimmen.

Das Bauwerk ist nur dann standsicher und entspricht den gestellten Bedingungen, wenn der Winkel ε der Richtung von Q gegen die Senkrechte auf OR kleiner als der natürliche Böschungswinkel ρ oder höchstens ihm gleich ist. Ergibt er sich größer als ρ , so ist das ein Zeichen, daß σ_1 größer sein muß, als verlangt war. Der wahrscheinlichste Wert von σ_1 ist derjenige, für den sich der Neigungswinkel der Kraft Q gegen die Senkrechte zur Fläche $OR = \rho$ ergibt. Wird für diesen Fall σ_1 größer, als die Trägfähigkeit des Bodens ist, dann ist das Bauwerk nicht standsicher. Man muß aber immer bedenken, daß die ganze Untersuchung wegen der Unsicherheit der meist auf Schätzung beruhenden Unterlagen nur eine recht rohe Näherungsrechnung ist. Man sollte daher nie bis zur äußersten Grenze der Standsicherheit gehen. Eine einseitige Verteilung der Bodenpressung an der Vorderseite der Mauersohle mit kleiner Breite ξ ist stets als bedenklich anzusehen. Eine Vergrößerung der Standsicherheit ist durch Verbreiterung der Mauersohle nach vorn oder durch eine Rückwärtsverlegung der Ankerwand zu erreichen.

Wenn die Ankerwand sehr weit zurück und dicht an der natürlichen Böschungsfläche liegt, ist sie außerdem nach dem unter c angegebenen Verfahren zu untersuchen, und die Ergebnisse sind der weiteren Rechnung zugrunde zu legen, wenn sie ungünstiger als nach dem hier angegebenen Verfahren sind.

In ähnlicher Weise läßt sich die Berechnung einer ungenügend tief eingerammten und zu kurz verankerten Spund- (oder Bohl-) wand durchführen, wie sie in Abb. 125 dargestellt ist. An Stelle der Bodenpressung unter der Mauersohle der Abb. 124 treten hier beiderseits des im Bodensteckenden Wandteiles Erdwiderstände, die sich zu einer durch O' gehenden Gegenkraft W vereinigen lassen. Der Angriffspunkt O' der Gegenkraft W liegt unter dem Erdboden. Es genügt für die erste näherungsweise Momenten-

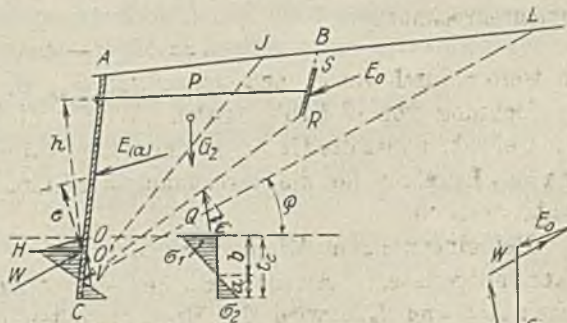


Abb. 125 a.

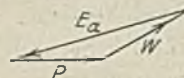


Abb. 125 b.



Abb. 125 c.

Verankerung einer wenig tief gerammten Wand an einer Ankerplatte oberhalb der natürlichen Böschung.

die sich zu einer durch O' gehenden Gegenkraft W vereinigen lassen. Der Angriffspunkt O' der Gegenkraft W liegt unter dem Erdboden. Es genügt für die erste näherungsweise Momenten-

rechnung zur Bestimmung der Ankerkraft P , den Angriffspunkt O' in etwa $\frac{1}{3}$ der Tiefe t_c unter O anzunehmen. Die Momentengleichung lautet (vergl. Gl. 151)

$$P \cdot h = E_a \cdot e \dots \dots \dots 152)$$

Durch die Zusammensetzung von E_a und P (Abb. 125b) erhält man Größe und Richtung der Widerstandskraft W mit den Komponenten H und V und damit die genauere Verteilung der Bodenpressungen und die genauere Lage von O' durch die Bedingungsgleichungen

$$(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \frac{t_c}{2} = H^{39}) \dots \dots \dots 153)$$

und

$$OO' = \frac{1}{3} \cdot \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_2)}{(\sigma_1 + \sigma_2)} \cdot t_c^{40}) \dots \dots \dots 154)$$

Wegen der zulässigen Größe von σ_1 kann auf die Ausführungen unter A und B, S. 207 u. f., verwiesen werden. Die weitere Behandlung ist die gleiche wie oben bei der verankerten Mauer, und es ist die Spannung σ_1 die wahrscheinlichste, welche durch Kräftezusammensetzung (Abb. 125c) eine Neigung der Widerstandskraft Q gegen die Senkrechte auf die Gleitfläche $OR = \varrho$ ergibt. Wird dann σ_1 unzulässig hoch, dann ist die Bauanordnung nicht genügend standsicher und zu ändern entweder durch Vergrößerung von t_c oder durch Zurückverlegung der Ankerwand.

Bei allen diesen Beispielen, in denen mit der reinen Reibung ohne Haftfestigkeit gerechnet ist, läßt sich die Kohäsion nach den Ausführungen unter Abschnitt V leicht einführen, indem man in der Gleitfläche gleichgerichtet mit ihr eine von der Größe l der Gleitfläche abhängige, der Haftfestigkeit entsprechende Schubkraft $Ks \cdot l$ wirkend annimmt und dafür den reinen Reibungswinkel ϱ entsprechend geringer annehmen muß.

c) Ankerwände unterhalb der natürlichen Böschungsflächen.

Die Berechnung der Stützwand und der Ankerspannung geschieht in der üblichen Weise unter Einsetzung eines aktiven Erddruckes $E_a = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{t_a^2}{2}$.

Bei Berechnung der Standsicherheit der Verankerung ist zu bedenken,

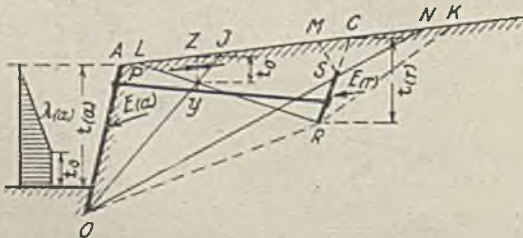


Abb. 126b.

Abb. 126a.

Ankerwand unterhalb der natürlichen Böschung.

daß oberhalb des Schnittpunktes y (Abb. 126a) der beiden Gleitflächen für den aktiven und passiven Erddruck der Linie yz bei Eintritt der Bewegung weder der aktive Erddruck $\lambda_a \cdot \frac{t_a^2}{2}$, noch der passive Erddruck $\lambda_p \cdot \frac{t_0^2}{2}$,

³⁹⁾ Für σ sind die entsprechenden Vorzeichen einzuführen. In dem Falle der Abb. 125a ist σ_2 negativ angenommen und die Gleichungen würden lauten $(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{t_c}{2} = H$ und $OO' = \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \cdot t_c$.

sondern ein von beiden verschiedener Erddruck E_0 wirkt, dessen Lage, Größe und Richtung nicht bekannt ist. Wir brauchen diese Kraft aber auch für die Gesamtwirkung der Verankerung nicht zu kennen, da die Kräfte sich, beiderseits der Ebene yZ gleich und entgegengesetzt, aufheben.

Für die Berechnung der Standsicherheit der Verankerung kennen wir dann den auf die Stützwand wirkenden Erddruck

$$E_a' = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{t_a^2 - t_0^2}{2} \quad 155)$$

und den passiven Erddruck (als Grenzwert)

$$E_p' = \gamma_e \left(\lambda_p \cdot \frac{t_r^2 - t_0^2}{2} - \frac{\lambda_a \cdot t_r^2}{2} \right) \quad 156)$$

Die mit E_a' errechnete Ankerspannung P' darf nur

$$\frac{1}{\eta} \cdot E_p' = \frac{1}{\eta} \cdot \gamma_e \left[(\lambda_p) \cdot \frac{t_r^2 - t_0^2}{2} - \frac{\lambda_a \cdot t_r^2}{2} \right]$$

sein, dabei nimmt man die Erddruckverteilung zweckmäßig nach der Darstellung Abb. 126 b an.

Streng richtig ist die Überlegung nicht, da sich bei Einsatz einer von dem aktiven und passiven Erddruck abweichenden Erdkraft E_0 in der Fläche yZ an Stelle der Werte des aktiven und passiven Erddruckes auch die diesen Grenzwerten entsprechenden Gleitflächen OJ und RL und somit auch die λ -Werte ändern müßten.

Solange indessen die Höhe t_0 in mäßigen Grenzen bleibt und nicht größer als etwa 0,3 bis 0,4 t_r wird, kann die Rechnung bei vorsichtiger Wahl von $n = (2 -) 3$ als genügend sicher angesehen werden.

Wegen der rechnerischen Behandlung von Ankerplatten kann auf die unter J 1c, S. 241 u. f., gegebenen Richtlinien verwiesen werden.

K. Fangedämme.

Die Standsicherheit zweier in geringer Entfernung voneinander stehender und miteinander verankerter Stützwände gegen seitlichen Druck wird, außer durch die Biegungsspannung der Stützwände selbst, in erster Linie durch die Reibung der Erde bedingt.

Wenn der in Abb. 127 in einfachen Linien dargestellte Fangedamm (ohne Schrägpfähle) $ABCD$ dem Seitendrucke nachgeben und sich bis in die punktierte Lage vorbeugen soll, dann wird sich nur in der Nähe der Oberfläche die Erde so verschieben, wie wir es im Abschnitt II bei Besprechung des aktiven und passiven Erddruckes vorausgesetzt haben, und es ist danach der Wanddruck in beliebiger Höhe dicht unter der Oberfläche auf der Kraftseite $\mathcal{A}E_1 = \lambda_p \cdot h$, auf der kraftabgewandten Seite $\mathcal{A}E_2 = \lambda_a \cdot h$ zu ermitteln. In größerer Tiefe werden die Wanddrücke sich gegenseitig beeinflussen, die Verschiebung der Erde wird eine andere sein und die Gleitflächen werden sich immer mehr der Horizontalen nähern. Es muß dann in jeder Höhe die vorher rechteckige Form der wagerechten Schichten von der Breite b und der Höhe $\mathcal{A}h$ sich in ein Parallelogramm ändern (vergl. Abb. 127b), und

das ist nur dadurch möglich, daß in den Endflächen der Schichten Schub- oder Reibungskräfte auftreten.

Diese Schubkräfte sind abhängig von der Durchbiegung des Fangedammes und nehmen so lange mit der Durchbiegung zu, bis die Richtung des Flächendruckes auf die Endflächen der Schichten mit der Senkrechten den Reibungswinkel ϱ einschließt, d. h. bis das Verhältnis der Schubspannung T zur Normalspannung $N = \operatorname{tg} \varrho$ ist. Größer als die Reibung $N \operatorname{tg} \varrho$ kann die Schubspannung nicht werden, aber sie muß auch so groß werden, wenn wirklich Verschiebung eintreten soll und die Standsicherheit dadurch gefährdet werden soll.

Der senkrechte Flächendruck auf die Schichten wird nach dem erfolgten Einfüllen und Einstampfen der Erde in den Fangedamm etwa gleich dem Gewicht, also für die Längeneinheit $= \gamma_e \cdot h \cdot b$ sein. Wird der Fangedamm später einseitig belastet, dann drückt die kraftseitige Wand auf die Füllungs-erde mit dem Drucke E_1 (bezw. ΔE_1 auf jede Schicht Δh), und diese drückt wieder mit dem Drucke E_2 (bezw. ΔE_2) auf die kraftabgewandte Wand. Beide Erdkräfte E_1 und E_2 werden im allgemeinen nicht senkrecht zur Wand, sondern unter einem Winkel δ_1 und δ_2 gegen die Senkrechte geneigt sein; und zwar wird der Wanddruck auf der Kraftseite bei Eintritt des Kippens von oben nach unten gerichtet sein, während der Wanddruck auf der kraftabgewandten Seite nach oben gerichtet ist (δ_2 ist negativ). Beide Wanddrücke können auch nicht gleich sein, sondern sie sind bei Beginn der Bewegung in ihren wagerechten Komponenten um die Reibungskräfte $T = N \cdot \operatorname{tg} \varrho$ (bezw. $\Delta T = \Delta N \cdot \operatorname{tg} \varrho$) verschieden.

Der ursprüngliche Flächendruck auf die Schichten $= \gamma \cdot h \cdot b$ wird sich durch die Wandkräfte ändern und um $E_1 \sin \delta_1 - E_2 \sin \delta_2$ (bezw. $\Sigma \Delta E_1 \cdot \sin \delta_1 - \Sigma \Delta E_2 \cdot \sin \delta_2$) größer werden. Über die Größe und Richtung der Wanddrücke wissen wir aber wenig; wir wissen nur, daß δ_1 und δ_2 den Reibungswinkel ϱ nicht überschreiten können. Selbst die Größe des aktiven Erddruckes, welchen die Wanddrücke E_1 und E_2 nicht unterschreiten können, ist zwischen engen Wänden nicht mit genügender Annäherung festzustellen.

Da indessen E_1 bei Eintritt der Bewegung immer erheblich größer als E_2 sein muß, so wird die Differenz $E_1 \sin \delta_1 - E_2 \sin \delta_2$ (bei negativem δ_2), auch wenn δ_2 größer als δ_1 ist, doch im allgemeinen positiv sein; und wir rechnen ungünstig, wenn wir den Einfluß der Wandkräfte auf den senkrechten Flächendruck der Schichten ganz vernachlässigen.

Nimmt man nun weiter den aktiven Erddruck zwischen engen Wänden gleich dem aktiven Erddruck im einseitig unbegrenzten Erdreich $= \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h$ in der Tiefe h an, dann ergibt sich folgende Verteilung der Wandkräfte (s. Abb. 127c).

Auf die kraftabgewandte Wand wirkt (mindestens) der aktive Erddruck $E_2 = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{h^2}{2}$ bzw. $\Delta E_2 = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h$.

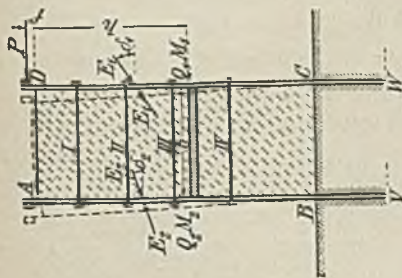


Abb. 127a.

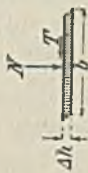


Abb. 127b.

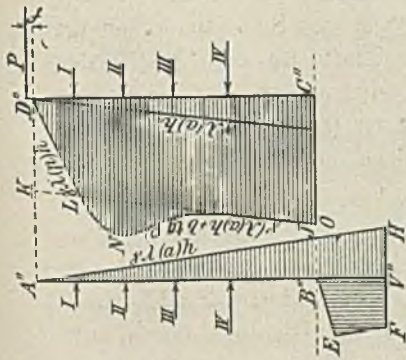


Abb. 127c.

Berechnung eines Fangedammes.

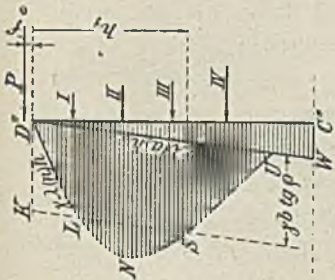


Abb. 127d.

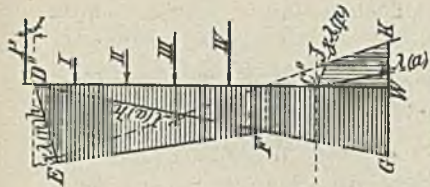


Abb. 127e.

a) Fangedammkizze. — b) Schubkraft horizontaler Schichten. — c) Erddruckverteilung auf beide Wände beim Nachgeben. — d) Erd-
druckverteilung auf die lastseitige Wand bei größerer Sicherheit. — e) Vereinfachte Erddruckverteilung auf die lastseitige Wand.

Auf die kraftseitige Wand wirkt oben der Erddruck $E_1 = \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot \frac{h^2}{2}$ (bzw. $\Delta E_1 = \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot h$). In größerer Tiefe muß der Wanddruck auf der Kraftseite um den Wert $\gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \text{tg } \varrho$ höher sein als der andere Wanddruck, also $E_1 = E_2 + \gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \text{tg } \varrho = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{h^2}{2} + \gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \text{tg } \varrho$ (bzw. $\Delta E_1 = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h + \gamma_e \cdot b \cdot \Delta h \cdot \text{tg } \varrho$). Daraus ergibt sich die Linie der Wanddruckverteilung (Abb. 127c) bei D'' mit 0 beginnend, oben nach der Linie $\lambda_p \cdot h$ verlaufend. Weiter unten schmiegt sie sich dann der Linie $\lambda_a \cdot h + b \cdot \text{tg } \varrho$ asymptotisch an, nachdem sie diese vorher geschnitten hat.

Wegen der in größeren Tiefen geltenden Gleichung

$$E_1 = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot \frac{H^2}{2} + \gamma_e \cdot b \cdot H \cdot \text{tg } \varrho$$

muß der Teil $D''KL$ der Druckfläche mit LON flächengleich sein. Die Höhenlage des Schnittpunktes L kann man annähernd aus der Bedingung schätzen, daß $\lambda_p \cdot h = \lambda_a \cdot h + b \cdot \text{tg } \varrho$ ist, also

$$KL \text{ rd.} = \frac{b \cdot \text{tg } \varrho}{\lambda_p - \lambda_a} \quad (157)$$

Für ein $\delta_1 = \delta_2 = 20^\circ$ und $\varrho = 30^\circ$ beträgt (s. Erddrucktabellen) $\lambda_a = 0,30$, $\lambda_p = 6,12$ und $\text{tg } \varrho = 0,58$, und es würde sich die Höhe KL rd. zu $0,1 b$ ergeben; in solchen Fällen, wenn das Dreieck $D''KL$ klein ist, kann man unbedenklich sowohl zur Berechnung der Stützwand DC als auch für die Berechnung der Standsicherheit des ganzen Fangedammes näherungsweise als Wanddruckverteilungslinie die Gerade KO ($= \lambda_a \cdot h + b \cdot \text{tg } \varrho$) nehmen.

Bei Berechnung der Standsicherheit des Fangedammes heben sich die Werte der Wanddrücke $= \Sigma \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h$ durch die Anker als gleich und entgegengesetzt auf, und wir erhalten als Bedingungsgleichungen für die Standsicherheit in jeder beliebigen Tiefe, wenn Q_1 und Q_2 sowie M_1 und M_2 die Querkräfte oder Momente in den Stützwänden DC und AB in der Tiefe h sind,

$$P \leq \gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho + Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots 158)$$

$$P(h+f) \leq \frac{\gamma_e \cdot b \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \varrho + M_1 + M_2 \dots \dots \dots 159)$$

Ist $P >$ als $\gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho$ oder $P(h+f) > \frac{\gamma_e \cdot b \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \varrho$, so muß der überschießende Betrag durch die Querkräfte Q (oder Momente M) der beiden Wände etwa nach dem Verhältnis ihrer Stärke oder Steifigkeit übernommen werden.

Wenn für irgend eine Tiefe h_1 die Kraft $P = \frac{\gamma_e \cdot b \cdot h_1^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \varrho$ wird, dann muß sie für größere Tiefe kleiner als $\frac{\gamma_e \cdot b \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \varrho$, nämlich $= \frac{\gamma_e \cdot b \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \eta$ sein; d. h. η ist kleiner als der Reibungswinkel ϱ , und es tritt keine Verschiebung, sondern nur ein mehr elastisches Nachgeben ein. Der Wanddruck $\angle E_2$ geht unter den Wert $\gamma_e (b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho + \lambda_a \cdot h)$ herunter und kann unter Umständen bis auf seinen Kleinstwert $\lambda_a \cdot h$ sinken, je nach der elastischen Durchbiegung der Wand DC (vergl. Verteilungslinie $D''LNSUW$ in Abb. 127 d).

Diese Überlegung der Verteilung des Wanddruckes nach der Höhe und die Gl. 158 u. 159 behalten auch ihre Gültigkeit, wenn der Erddruck auf die kraftabgewandte Stützwand AB durch die Verschiebung der wagerechten Erdschichten und infolge der Steifigkeit der Wand AB größer werden sollte als $\gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h$. Es tritt dann eben an Stelle der $\lambda_a \cdot h$ -Linie an beiden Wänden des Fangedammes eine andere Linie; die Differenz der Wanddrücke bleibt aber die gleiche.

Nur für die Berechnung der Wände selbst ist die Größe dieses Erddruckes, welche durch die Verschiebung der Schichten entsteht, nicht gleichgültig. Die genaue Berechnung ist aber, da statisch mehrfach unbestimmt, schwierig. Man kann sie näherungsweise durchführen, indem man die beiden Wände und die dazwischenliegende Erdfüllung als drei parallele, durch lange Anker verbundene, einseitig eingespannte Träger ansieht, von denen der mittlere (Erdräger) die Last $\gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho$ aufnimmt. Auf die beiden anderen Träger verteilt sich im übrigen die Last so, daß beide Träger etwa die gleiche (durch die Anker bedingte) Durchbiegung erfahren. Die Rechnung wäre bis zu der Tiefe durchzuführen, in der die Erde als Träger durch ihren Widerstand $= \gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho$ (bezw. $\gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \eta$) die ganze Last allein aufnehmen kann. Die Rechnung lohnt sich aber nicht, da man die Stärke des Fangedammes immer möglichst so bemessen wird, daß der Reibungswinkel ϱ entweder gar nicht oder wenigstens nur für ganz geringe Tiefe

erreicht wird. Dann vereinfacht sich auch die näherungsweise Berechnung der beiden Stützwände.

Auf die kraftabgewandte Stützwand wirkt nur der Erddruck $\gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h$. Bei Vernachlässigung der Momente in den Ankerangriffspunkten kann man die Ankerkräfte I, II, III usw. und den passiven Erddruck $B'' EFV''$ (vergl. Abb. 127c) nach der Anleitung unter Abschnitt VII 4 errechnen.

In gleicher Weise kann man die Erddruckverteilung auf die Wand der Kraftseite (s. Abb. 127e) $D'' EFGW$ und $C'' WKJ$ so ermitteln, daß sie nach der Steifigkeit der Wand möglich ist und mit der Kraft P und den Ankerspannungen I, II, III usw. im Gleichgewicht ist. Danach lassen sich dann die Wandstärken und die mindestens erforderlichen Rammtiefen berechnen.

Ein oft vorkommender Fall ist der gegen Wasserdruck aufgeführte Fangedamm. Wirkt der Wasserdruck nur einseitig, dann nehmen die Gl. 158 und 159 die Gestalt an

$$\frac{t^2}{2} \leq \gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho + Q_1 + Q_2 \quad \dots \quad 160)$$

$$\frac{t^3}{6} \leq \gamma_e \cdot \frac{b \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg} \varrho + M_1 + M_2 \quad \dots \quad 161)$$

worin t die Wassertiefe und h die Erdtiefe ist.

Reicht das Wasser bis zur Erdausfüllung, d. h. ist $t = h$ und ist T die Gesamttiefe, dann gibt uns bei Vernachlässigung von Q_1 und Q_2 Gl. 160 die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit des Fangedammes

$$\frac{T^2}{2} < \gamma_e \cdot b \cdot T \cdot \operatorname{tg} \varrho \quad \dots \quad 162)$$

und daraus

$$b \geq \frac{T}{2 \gamma_e \cdot \operatorname{tg} \varrho} \quad \dots \quad 163)$$

als brauchbare Näherungsformel für die Stärke des Fangedammes.

Ebenso ergibt sich bei beiderseitigem Wasserdruck mit der Spiegel-differenz ΔT , wenn diese im Vergleich zur Gesamthöhe nicht groß ist und beide Wasserspiegel in der Nähe der Oberfläche der Erdhinterfüllung stehen,

$$b \geq \frac{\Delta T}{\gamma_e \cdot \operatorname{tg} \varrho} \quad \dots \quad 164)$$

als Näherungswert für die Mindeststärke des Fangedammes.

Für $\gamma_e = 1,6$ und $\varrho = 32^\circ$ erhalten wir aus der Gl. 163 die bekannte Faustformel

$$b = \frac{T}{2},$$

für $\varrho = 17\frac{1}{2}^\circ$

$$b = T.$$

Der Reibungswinkel ϱ ist außerordentlich abhängig von der Dichtigkeit der Wand auf der Wasserdruckseite und des Füllmaterials des Fangedammes.

Bei der Berechnung eines durch Schrägpfähle gestützten Fangedammes wird man sich klar darüber werden müssen, welche Seitenkräfte bei An-

nahme eines kleinen Reibungswinkels ρ mit Sicherheit von dem Fangedamm aufgenommen werden können. Die übrigen Seitenkräfte müssen dann durch die beiden Wände auf den Boden oder auf die Schrägpfähle übertragen werden.

L. Durchrechnung einer in Bockbauweise ausgeführten Kaieinfassung aus Eisenbeton.

Zum Schluß sei noch die rechnerische Behandlung einer ausgeführten Uferwand mitgeteilt, um daran zu zeigen, daß auch verwickelte Anordnungen der Näherungsrechnung zugänglich sind; zugleich wird daraus hervorgehen, daß die größte Schwierigkeit der rechnerischen Untersuchung weniger in dem Rechnungsverfahren als in der richtigen Annahme des elastischen Verhaltens der verschiedenen Bodenarten liegt. Das Bauwerk ist deshalb von besonderer Wichtigkeit, weil nach der Hinterfüllung sich an einzelnen Stellen Risse gezeigt haben, die darauf schließen lassen, daß hier die Bruchspannungen überschritten sind, und dadurch ein Vergleich mit den Rechnungsergebnissen möglich ist.

Das Bauwerk ist in der Abb. 128 dargestellt. Es ist eine Kaieinfassung in einem kleinen Tidehafen, die in ihrer Bauart der bekannten Ruhrorter

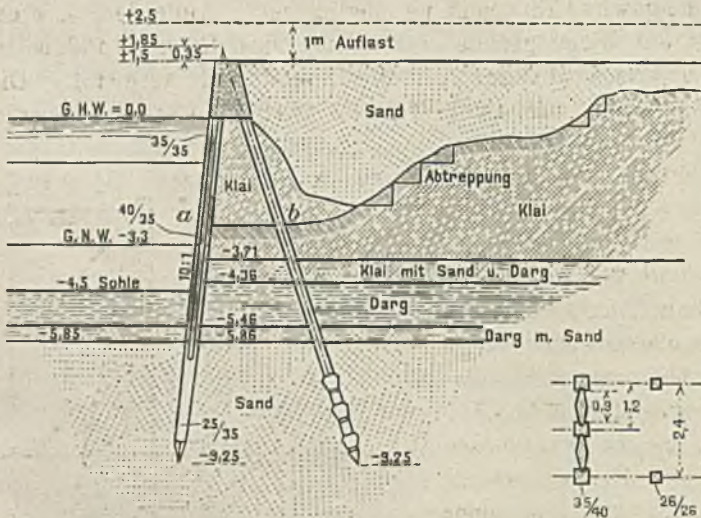


Abb. 128 a.

Abb. 128 b.

Kaieinfassung aus Eisenbeton.

Hafeneinfassung sehr ähnlich ist, aber größere Abmessungen hat. Zwischen schweren Eisenbetonpfählen, die 3,4 m tief in den tragfähigen Sand reichen, ist jedesmal eine 90 cm breite Spundtafel aus Eisenbeton 2 m tief unter Hafensohle und etwa 65 cm tief in den Sand eingerammt. Beide sind dann oben, ebenso wie in Ruhrort, mit einem schweren Holm biegungsfest verbunden. Hinter jedem zweiten Bohlwerkpfahl steht ein ebenfalls biegungsfest mit dem Holm verbundener Ankerpfahl. Die Bohlwerkpfähle haben eine

10fache Anlage, die Ankerpfähle sind 1 : 3 geneigt. Die übrigen Abmessungen gehen aus der Abb. 128a u. b hervor.

Der Boden bestand in seinen oberen Schichten von 3,5 m unter Hochwasser abwärts aus weichem Klei, Darg (breitstengligem Torf) und ging dann in Sand mit Dargbeimengungen über. Erst in einer Tiefe von 5,85 m wurde der reine Sand erreicht. Die Hinterfüllung bestand aus Seesand, der für diesen Zweck besonders von einer Sandbank gebaggert war. Ungünstig für die Belastung des Bohlwerkes durch die Hinterfüllung war es, daß sie auf der weichen (künstlich mit Abtreppungen versehenen) Kleischicht aufruhte.

Die Schätzung des aktiven Erddruckes ist, so unsicher sie auch sein mag, aber doch nicht das Schwierigste. Genau ermitteln kann man den Einfluß der Klei- und Dargschicht durch Rechnung überhaupt nicht; da es sich indessen hier um ein ausgeführtes Bauwerk handelt, das als Beispiel nachgeprüft wird, so soll der aktive Erddruck absichtlich nicht zu ungünstig mit $0,25 \gamma_e \cdot h$ (im ganzen $= \gamma_e \cdot \frac{h^2}{8}$) eingesetzt werden.

Schwiefiger ist der Erdwiderstand im Boden zu bestimmen. Wir haben hier den Fall, daß die Pfähle, welche den Erdwiderstand aufnehmen sollen, zur Sicherheit übermäßig tief in den Boden gerammt sind. Infolgedessen wird hier eine gewisse Einspannung möglich sein. Außerdem wird am oberen Ende durch die biegungsfeste Verbindung des Rückhaltpfahles mit dem Holm ein gewisses Moment auf die Spundwand ausgeübt. Die Bockkonstruktion ist also zum mindesten als zweifach statisch unbestimmt anzusehen.

Eine genaue einwandfreie Lösung der Aufgabe ist ausgeschlossen, da wir die Elastizität der Bodenarten nicht genügend kennen. Es soll versucht werden, die Aufgabe durch Annäherung zu klären.

Bei Vernachlässigung der oberen und unteren Einspannung ergibt das weiteroben begründete, in Abb. 129 dargestellte Lastschema für diesen Fall bei einem Einheitsgewicht der Erde $= 1,8 \text{ t/m}^3$ und einer Auflast von 1 m einen wagenrechten Auflagerdruck $A = 5,2 \text{ t}$ ($R \text{ rd.} = 3 A = 15 \text{ t}$) und einen Erdwiderstand $e_p = 5,4 \text{ t/m}^2$ für 1 m Kailänge. Die in der Wand auftretenden Momente sind in

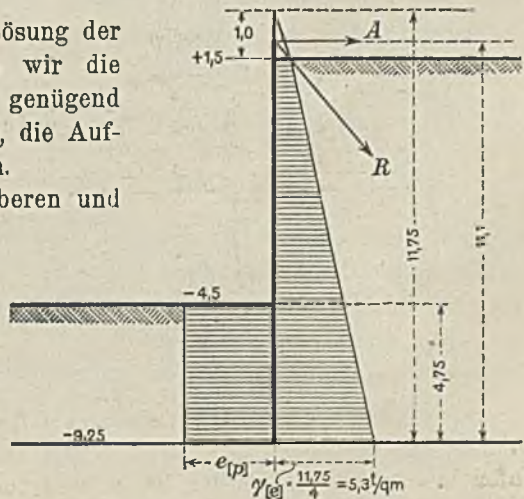


Abb. 129. Erddruckverteilung auf die Stützwand.

Abb. 130 skizziert. Ihre Größe beträgt an der Holmunterkante 8,75 tm, höchstensfalls bei $-2,4 \text{ m}$ unter $\text{HW} = 14,2 \text{ tm}$ und an der Hafensohle $= 8,7 \text{ tm}$.

(Die in der Abb. 130 eingeklammerten Zahlen geben die Werte für ein Doppelfeld zwischen zwei Rückhaltpfählen von 2,4 m Länge.)

Da der Holm nur durch die Spundwand und durch den Rückhaltpfahl gehalten wird, so wird er sich infolge des Momentes bei $+0$ zu drehen suchen und den Rückhaltpfahl mitnehmen, so daß sich der Punkt m dem Punkte M in Abb. 131 nähern müßte. Da aber der Rückhaltpfahl mit seiner

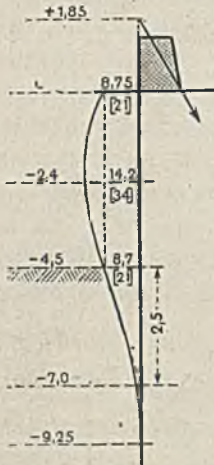


Abb. 130. Momente in der Stützwand infolge Erddruck und Ankerkraft.

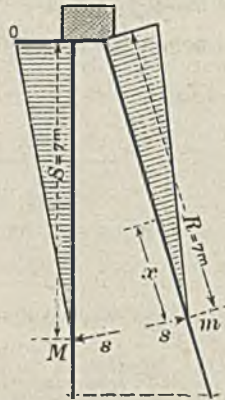


Abb. 131. Momente in der Stützwand und in dem Rückhaltpfahl infolge der elastischen Verbiegung des Bockes.

Spitze fest in dem gewachsenen Boden steckt, so wird das Maß $M - m$ (Abb. 131) das gleiche bleiben; der Erdboden übt eine Gegenkraft s auf den Rückhaltpfahl aus und erzeugt in dem Rückhaltpfahl ein Moment $-s \cdot x$ und in der Wand ebenfalls ein Moment $-s \cdot x$. Die Kraft s errechnet man aus der Bedingung, daß die Annäherung δ von m gegen M gleich 0 sein soll. Die Durchbiegung δ ist

$$= \frac{1}{EJ} \int M \cdot x \cdot dx = \frac{1}{EJ} \cdot f \cdot \xi$$

 = dem statischen Moment der Momentflächen, bezogen auf Punkt M (bezw. m). In Betracht kommen dabei die in der

Abb. 130 u. 131 dargestellten inneren Momentflächen (ausschließlich Holm). In runden Zahlen ergibt sich dabei nach der Abbildung (Flächen als Rechteck, Parabel und Dreieck geschätzt)

$$\frac{1}{J_1} \left\{ (21 \cdot 4,5 + 13 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4,5) 4,75 + \frac{21 \cdot 2,5^2}{3} - \frac{s \cdot 7,5^3}{3} (\text{Einspannung der Wand}) \right\} - \frac{1}{J_2} \cdot \frac{s \cdot 7,5^3}{3} (\text{Rückhaltpfahl} = 0)$$

wenn J_1 und J_2 die in Betracht kommenden Trägheitsmomente für die Wand und den Rückhaltpfahl sind. Es waren J_1 für eine 2,4 m lange Wandstrecke = 480 000 cm⁴, J_2 für den Rückhaltpfahl = 70 000 cm⁴.

Aus dieser Gleichung ergibt sich ein Erdwiderstand $s = 0,75$ t und ein Einspannungsmoment des Rückhaltpfahles = 5,3 tm.

Durch den Erdwiderstand s findet eine Entlastung des Erdwiderstandes e_p (vergl. Abb. 129) von $\frac{1}{2,4} \cdot \frac{0,75}{4,75} = 0,07$ t/m² und eine Verringerung des Wandmoments statt.

Um einen Eindruck von der Einspannung am unteren Ende zu gewinnen, muß man die Durchbiegung daselbst noch errechnen. Es ist wieder die Durchbiegung gegen eine im mittleren Teile der Spundwand ⁴⁰⁾ an die elastische

⁴⁰⁾ Da es sich nur um eine annäherungsweise Schätzung handelt, so ist davon abgesehen, die genaue Lage des Punktes zu ermitteln, in welcher die Tangente an die elastische Linie der ursprünglichen Lage der Wand parallel ist; es ist dafür der Punkt genommen, in dem das größte Moment errechnet war (2,4 m unter HW).

Linie gelegte Tangente $\delta_2 = \frac{1}{EJ} \int Mx_2 \cdot dx$ für die Durchbiegung in der Sohle

und $\delta_1 = \frac{1}{EJ} \int Mx_1 \cdot dx$ für die Durchbiegung der Pfahlspitze. Die größere Durchsenkung an der Hafensohle gegenüber der Pfahlspitze $\delta_1 - \delta_2$, welche möglicherweise eine ungleichmäßige Verteilung des Erdwiderstandes und damit ein Einspannungsmoment verursachen könnte, beträgt

$$\begin{aligned} \delta_1 - \delta_2 &= \frac{1}{EJ} (\int Mx_1 \cdot dx - \int Mx_2 \cdot dx) \\ &= \frac{1}{EJ} \left(\frac{30,5 + 19,0}{2} \cdot 2,1 \cdot 4,75 + \frac{19,0 \cdot \text{rd. } 2,5}{2} \cdot 3,95 \right) \\ &= \frac{341 \cdot 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm}^3}{144 \cdot 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2} = 1/4 \text{ mm.} \quad (\text{vergl. Abb. 132}) \\ J &= 480\,000; \quad E = 300\,000. \end{aligned}$$

Es ist also ein außerordentlich kleiner Wert, der eine geringe Ungleichmäßigkeit der Erdpressung bedingen würde. Da außerdem aber die Elastizität der oberen Schichten (Klei und Darg) erheblich größer ist als die des Sandbodens, so wird durch diese geringe Durchsenkung jedenfalls keine Einspannung von größerer Bedeutung bewirkt; das Moment infolge der ungleichmäßigen Verteilung des Bodengegendruckes kann vernachlässigt werden.

Das Ergebnis unserer Näherungsrechnung ist damit folgendes:

Im Rückhaltpfahl tritt an der oberen Einspannungsstelle am Holm ein Moment = 5,3 tm und eine Zugkraft = rd. 15 t auf. Durch diese Kräfte ist der Rückhaltpfahl (26/26 cm) mit einem $J = 70\,000 \text{ cm}^4$ und vier Eiseneinlagen von je rd. 6 cm^2 bis zum Äußersten beansprucht. Der Beton muß wahrscheinlich reißen.

In der Spundwand tritt in einem Doppelfelde (von 2,4 m Länge) ein größtes Moment = rd. 30,5 tm (siehe Abb. 132) in rd. 2,4 m Tiefe unter HW und eine Druckkraft von rd. 15 t auf. Durch diese Kräfte ist das ganze Doppelfeld der Spundwand mit einem $J = 480\,000$ und je vier Eiseneinlagen zu je 5 cm^2 in jedem der beiden Pfähle (von 40/35 cm) bis zur Bruchgrenze überanstrengt. Es liegt die Gefahr vor, daß sowohl der Beton als auch die Eiseneinlagen reißen werden.

Der Umstand, daß bei dem ausgeführten Bauwerk sowohl einzelne Spundwandpfähle etwa 2,2 m unter HW mit den dazwischenliegenden Spundbohlen gebrochen sind, wobei die Eiseneinlagen gerissen sind, und daß außerdem an der Verbindungsstelle zwischen Rückhaltpfahl und Holm nach dem Aufgraben Risse festgestellt sind, spricht für die Anwendbarkeit der hier angestellten Näherungsrechnung.

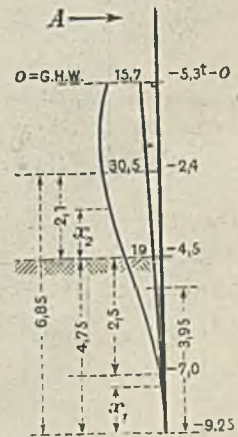


Abb. 132. Gesamtmomente in der Stützwand.

ABSCHNITT VIII.

Übereinstimmung der theoretischen Entwicklungen und der praktischen Näherungsrechnungen mit der Wirklichkeit.

Zur Darstellung der Vorgänge in der Wirklichkeit wurde vom Verfasser ein kleiner Erddruckapparat hergestellt, der in Abb. 133 im Bilde wiedergegeben ist. Eine starke Spiegelglasscheibe von etwa 60 cm Länge

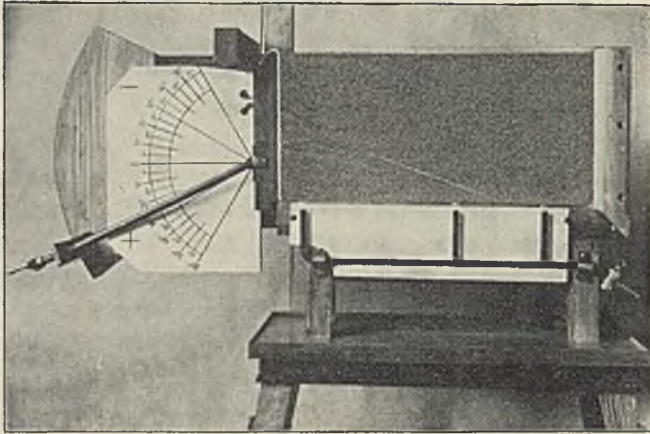


Abb. 133a

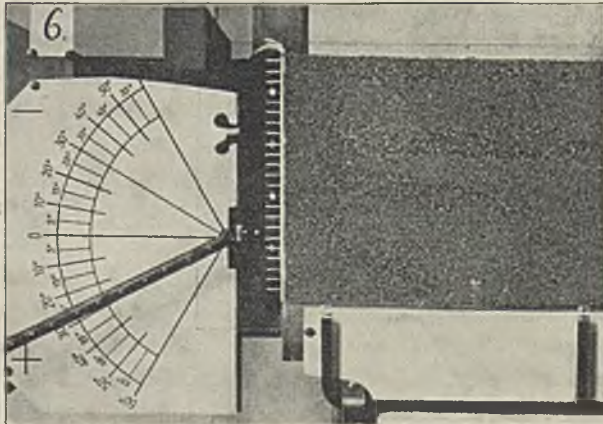


Abb. 133b.

Demonstrations-Apparat zur Vorführung der Vorgänge in der Erde beim Überschreiten des aktiven und passiven Erddruckes und des Erdwiderstandes.

a) ganzer Apparat. b) bewegliche Wand.

und 25 cm Höhe schließt nach vorn einen 12 cm weiten Kasten von den gleichen lichten Abmessungen der Spiegelglasscheibe ab. Der Kasten ist oben offen und wird links durch eine leicht bewegliche Wand von 25/12 cm

Größe abgeschlossen. Ein Baumwollfaden dichtet die enge Fuge zwischen der beweglichen Wand und der Spiegelglasscheibe gegen den feinen Sand.

Die bewegliche Wand ist nach links durch eine 35 cm lange Eisenstange gestützt, deren Richtung beliebig durch Verschieben der Klemmvorrichtung für die Schraube verändert werden kann. Senkrecht nach oben ist das Gewicht der Wand durch ein über eine leicht bewegliche Rolle laufendes Gegengewicht vor Einfüllung des Sandes genau ausgeglichen (mit Schrotkörnern), und zwar in dem Zustande der Stützung, der nachher näher untersucht wird, und einschließlich des anteiligen Gewichtes der Stange. Dadurch ist erreicht, daß die Wand nur in einer bestimmten Richtung (in Richtung der Stange) gestützt ist und daher auch nur Kräfte in dieser Richtung aufnehmen kann. Wenn nachher nach der Füllung des Kastens mit Sand die Wand im Gleichgewicht ist, kann daher der Erddruck auf die Wand nur in Richtung der Stange wirken. Dadurch ist in diesem Falle die Erddruckrichtung festgelegt.

Durch einen Kreisbogen mit Gradeinteilung ist die Abweichung der Erddruckrichtung (Stütze) gegen die Wandsenkrechte = 0 kenntlich gemacht, und zwar positiv + nach unten, negativ — nach oben. Im vorliegenden Falle ist, wie aus der Abb. 133b näher hervorgeht, ein Wandwinkel δ des Erddruckes = rd. $27\frac{1}{2}^\circ$ auch im Ruhezustande vorhanden.

Die Wand selbst ist mit cm-Teilung versehen, so daß aus dem Lichtbilde auch der Angriffspunkt der Stütze und damit der Erddruckmittelkraft an der Wandfläche genügend genau abgegriffen werden kann. Die Stütze ist so eingestellt, daß sie etwa in zweidrittel Wandtiefe an der der Erde zugekehrten Wandfläche angreift unter Berücksichtigung der oben unter Abschnitt II C, S. 78, behandelten Abweichungen. Zum Zwecke der genaueren Einstellung des Angriffspunktes der Stützkraft an der Erdoberfläche der Wand ist an der Rückseite der Wand (Luftseite) ein verschiebbarer Schlitten angebracht, an dem dann die stützende Stange drehbar gelagert ist.

Eine mit gefärbtem Äther gefüllte Wasserwage läßt in den Spiegelhöhen die Lage der Horizontalen erkennen. Ein hölzerner Bügel, später durch mehrere eiserne Zwingen ersetzt, stützt die obere freie Ecke der Glasscheibe.

Die stützende Eisenstange war an ihrem hinteren Ende durch eine mit Kurbel versehene Schraube gehalten. Durch Drehung der Schraube war es möglich, die Wand so zu bewegen, daß sie dem aktiven Erddruck frei nachgeben konnte, andererseits aber sie auch bei gleicher Erddruckrichtung gegen den passiven Erddruck zurückzudrücken. Alles übrige dürfte ohne weiteres aus den Lichtbildern hervorgehen.

Der verwendete Sand war ein feiner Flußbaggersand, aus dem die gröberen Bestandteile über 2 mm Stärke herausgesiebt waren.

Besonders störend wirkt bei dem engen Kasten von nur 12 cm Breite natürlich die Reibung der Seitenwandung. Denn auch blankes Spiegelglas ist, wie bereits oben ausgeführt wurde, durchaus nicht reibungslos gegenüber dem Boden. Dieser an sich große Nachteil ist hier ohne wesentliche

Bedeutung, weil der Apparat nicht als feiner wissenschaftlicher Versuchsapparat zur genauen Messung der auftretenden Kräfte dienen sollte, ein solcher Apparat müßte alle einflußreichen störenden und unbeabsichtigten Nebenwirkungen zu vermeiden suchen.

Der hier gebrauchte Apparat war nur als einfacher, roher Demonstrationsapparat gedacht zur Vorführung und eventuell zur angenäherten Nachprüfung der verstandesmäßig ermittelten Bewegungsvorgänge; und dafür hat er trotz der Einfachheit gute Dienste geleistet.

A. Vorführung der Erdbewegung bei den Grenzzuständen des seitlichen Erddruckes.

1. Aktiver Erddruck.

a) Bei positiver Erddruckneigung δ .

In den Abb. 134 u. 135 ist zweimal der gleiche Fall dargestellt. Die Unterlagen der Vorführung unterscheiden sich nur dadurch, daß in dem Fall der Abb. 134 sofort nach Einfüllung und leichtem Festklopfen des Sandes mit der Versuchsvorführung und Aufnahme begonnen wurde, während bei dem Falle der Abb. 135 ein passiver Erddruckversuch voranging und der Sandboden daher stark zusammengedrückt und nach hinten hochgeschoben war. Ein wesentlicher Unterschied zwischen beiden Aufnahmen ist nicht zu

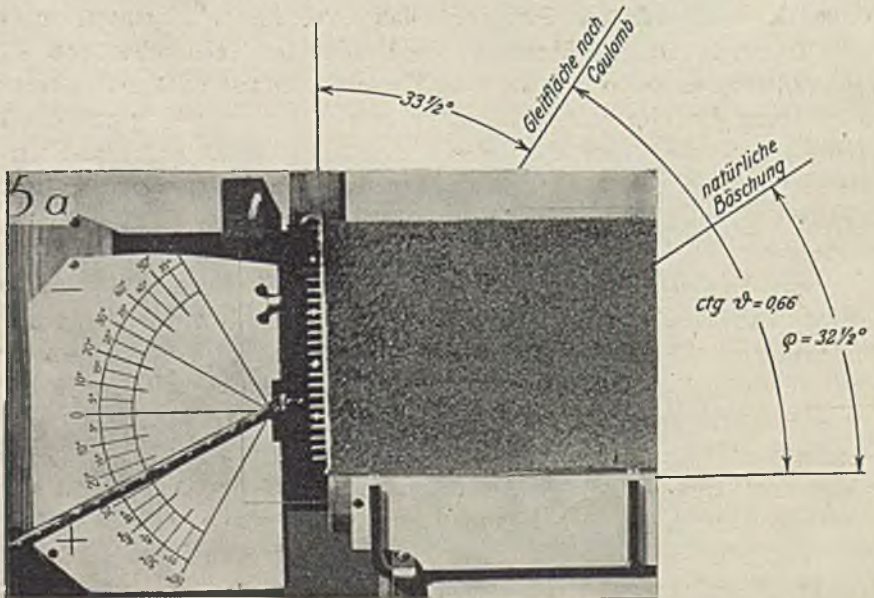


Abb. 134. Bewegung der Erde beim Nachgeben der Stützwand (aktiver Erddruck) unmittelbar nach dem Einfüllen des Sandes. δ positiv.

bemerken, so daß die dichte oder weniger dichte Lagerung des Sandes auf die Neigung der Gleitflächen und die Bewegung der Sandteilchen beim „aktiven“ Erddruck, d. h. beim Nachgeben der Stützwand keinen Einfluß zu haben scheint.

Die Bewegung, das Nachgeben der Wand, ist erzielt durch langsames Zurückdrehen der Stützschaube (s. Abb. 133) während der Belichtung. Dabei sind dann alle in Ruhe befindlichen Teile des Apparates und der Sandkörner der Hinterfüllung scharf geworden, während die bewegten Teile die Größe und Richtung der Bewegung deutlich erkennen lassen. Dies Verfahren, das Müller-Breslau schon vor mehr als 30 Jahren für die erste Auflage seines Buches über Erddruck zur Vorführung der Vorgänge beim „aktiven“ Erddruck angewandt hat, ist hier an einem kleineren Demonstrationsapparat mit gutem Erfolge wiederholt und auch auf andere Fälle (verschiedene Richtung des Erddruckes auf die Wand mit positivem und negativem δ , „passiven“ Erddruck, Baugrundbelastung und Pfahlgründung) ausgedehnt.

Die Wand selbst ist, wie beide Abb. 134 u. 135 übereinstimmend erkennen lassen, nicht in Richtung des Stützdruckes zurückgegangen, sondern etwas steiler; sie ist von dem abrutschenden Sande zum Teil mitgenommen. Dies ist auch verständlich, weil die Berührungsfläche der Stützwand mit der Erde absichtlich stark aufgeraut war, um eine möglichst große Neigung des Erddruckes auf die Wand aufnehmen zu können. Wir müssen hier mit einem größtmöglichen $\delta = \rho = \text{rd. } 32 \text{ bis } 35^\circ$ rechnen. Es ist daher bei der Druckrichtung von $\delta = \text{rd. } 27^\circ$, die bei der Versuchsaufnahme vorhanden war (s. Abb. 133b sowie 134 u. 135), auch noch gar keine Verschiebung zwischen Wand und dem benachbarten Erdteilchen eingetreten, d. h. die Wandfläche bildete keine Gleitfläche. Sie mußte daher vom Sande mitgenommen werden.

Trotzdem ist die Richtung des Erddruckes (abgesehen von den unkontrollierbaren Reibungskräften der Kastenwände auf die Wand) unbestreitbar in Richtung der einzigen Stütze unter dem $\delta = \text{rd. } 27^\circ$ gegen die Wandnormale gerichtet, weil die anderen Kräfte, Gewicht der Wand usw. und Gegengewicht, sich aufheben. Wir haben also die eine Grundlage der Erddruckberechnung, nämlich die Erddruckrichtung in diesem Falle mit Sicherheit festgelegt.

Ein Nachweis geht mit voller Deutlichkeit aus den beiden Aufnahmen hervor, daß nämlich die Erde beim ersten Nachgeben der Wand nicht auf der natürlichen Böschungfläche oder parallel zu ihr abrutscht, sondern auf einer bedeutend steileren Fläche, welche etwa mitten zwischen der Wandfläche und der natürlichen Böschungfläche liegt. Dies Ergebnis wird diejenigen nicht überraschen, welche den oben in Abschnitt I C 2b gegebenen wissenschaftlichen Ausführungen gefolgt sind. Der praktische Nachweis ist aber von Bedeutung, weil es noch immer angebliche Praktiker gibt, welche die natürliche Böschungfläche auch als Rutschfläche beim „aktiven“ und „passiven“ Erddruck, d. h. beim Eintreten und dem ersten Vorgange des Bruches ansehen wollen.

In die Augen fallend ist auch die gute Übereinstimmung des Demonstrationsversuches mit der Coulombschen Näherungstheorie in der Form und Richtung der Gleitflächen. Verfolgt man die einzelnen kleinen Wege, welche die Sandkörnchen bei dem geringen Nachgeben der Wand zurückgelegt haben, und setzt sie zusammen, so erhält man ein ungefähres Bild

der ganzen Gleitflächen. Sie weichen auf beiden Abbildungen wenig von der Geraden (Ebene) ab. Auch die Neigung stimmt recht gut mit der Theorie der ebenen Gleitflächen überein. Nach der Erddrucktabelle 56 für aktiven Erddruck bei wagerechter Oberfläche, senkrechter ebener Wand, ist bei einem Reibungswinkel $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ und einer Erddruckrichtung an der Wand $\delta = +27^\circ$ eine Neigung der Gleitflächen zu erwarten $\text{ctg } \vartheta = \text{rd. } 0,66$. Diese Neigung ist ebenso wie die Neigung der natürlichen Böschung in die Abbildungen eingetragen. Die Übereinstimmung mit der Wirklichkeit ist daher nach dem Anschein des Demonstrationsversuches recht gut.

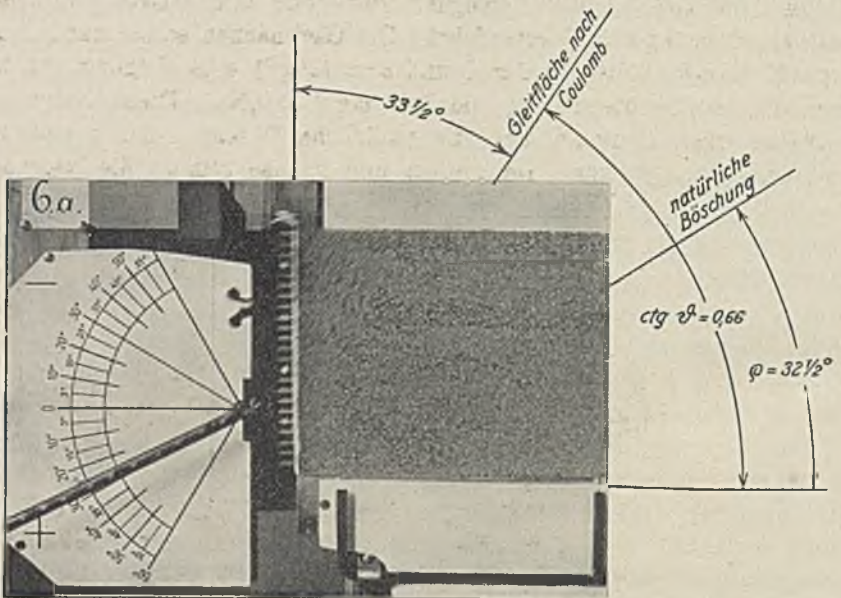


Abb. 135. Bewegung der Erde beim Nachgeben der Stützwand (aktiver Erddruck) nach vorhergehendem passiven Erddruck-Versuch. δ positiv.

Weiter soll nach Tabelle 5, S. 47 der Wandwinkel der Gleitfläche an der Wand im vorliegenden Falle ($\delta = 27^\circ$ und $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$) etwa 44° betragen; im weiteren Verlaufe sollen die Gleitflächen steiler werden und an der Oberfläche eine Neigung gegen die Senkrechte haben von rd. 29° (d. h. $\text{tg} = 0,55$, s. Erddrucktabelle für $\delta = 0$), während die als Ausgleich der Krümmung zu denkende ebene Gleitfläche nach der Coulombschen Theorie eine Neigung gegen die Senkrechte von rd. $33\frac{1}{2}^\circ$ haben soll ($\text{tg} = 0,66$). Diese verstandesmäßig ermittelte Krümmung der Gleitflächen kann man vielleicht auch noch aus beiden Abb. 134 u. 135 herauslesen, da die Bewegungsrichtung der Sandkörner in unmittelbarer Nähe der Wand und die Bewegungsrichtung der Wand selbst (die, wie oben bereits hervorgehoben, hier im Falle des Versuchs mit der Bewegung der benachbarten Sandteilchen übereinstimmt) augenscheinlich in beiden Abbildungen flacher ist als im hinteren Teile. Indessen ist diese Beobachtung hier nicht so besonders klar und beweiskräftig, weil auch die verstandesmäßig zu erwartende Krümmung

nicht sehr groß ist (nämlich 44° bis 29° gegen die Senkrechte geneigt), und weil außerdem die im Demonstrationsmodell unvermeidliche Reibung der Erde und auch zum Teil der Stützwand selbst an den Seitenwänden das Ergebnis beeinflussen muß, und daher die Stützung der wissenschaftlichen Überlegung durch den Demonstrationsversuch weniger sicher macht.

Immerhin widerspricht der Vorführungsversuch dem Ergebnis der wissenschaftlichen Überlegung nicht.

b) Bei senkrecht zur Wand gerichtetem Erddruck, $\delta = 0$.

In Abb. 136 ist die Bewegung der Erde bei aktivem horizontalen Erddruck, d. h. für $\delta = 0$ vorgeführt. Die Gleitflächen sollen nach Coulomb (vergl. Erddrucktabelle für $\delta = 0$ und $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$) eine Neigung von $28\frac{3}{4}^\circ$ gegen die Senkrechte haben, nämlich $\text{ctg } \vartheta = 0,55$. Diese Neigung der Gleitfläche nach Coulomb und die natürliche Böschungfläche sind in die Abbildungen eingetragen. Im großen und ganzen stimmt die Neigung des

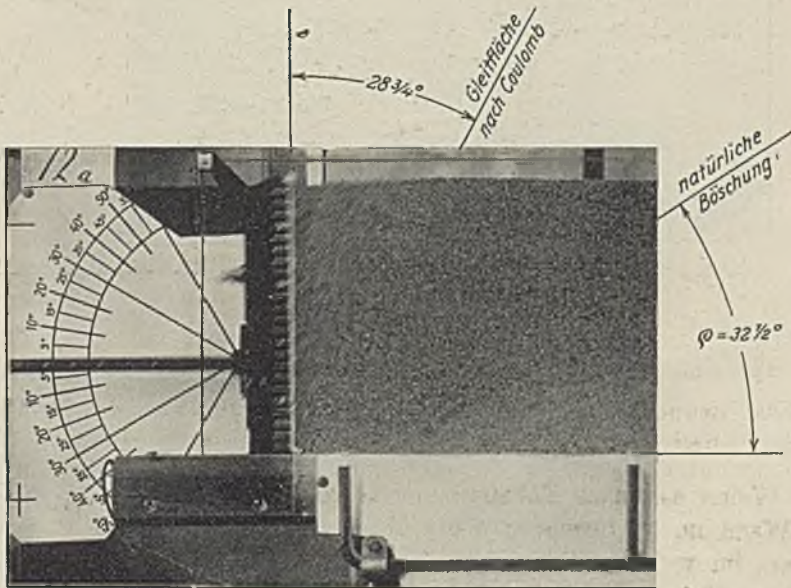


Abb. 136. Bewegung der Erde beim Nachgeben der Stützwand (aktiver Erddruck) für $\delta = 0$.

abrutschenden Teils recht gut mit der Coulombschen Näherungsrechnung überein; das Zurückbleiben einiger Partien im oberen Teile der Böschungfläche ist ohne Frage auf die Wirkung der Wandreibung zurückzuführen. Man macht bei solchen Versuchen stets die Erfahrung, daß die Gleitflächen an den Seitenwänden etwas steiler sind als zwischen den Wänden, so daß die Bruchlinie in der Oberfläche der Hinterfüllung keine Gerade ist, sondern eine nach der Hinterfüllung hin durchgebogene krumme Linie.

Die durch die Bewegung der Sandkörner kenntlich gemachten Gleitflächen kann man als Ebenen ansprechen.

c) Bei negativem Wandreibungswinkel $-\delta$.

Ebensogut ist die Übereinstimmung der theoretischen Ermittlung mit der Wirklichkeit bei einem negativen Wandreibungswinkel $\delta = -17^\circ$ für aktiven Erddruck, wie es die Probevorführung in Abb. 137 zeigt. Nach der Coulombschen Näherungsmethode soll die mittlere Neigung der Gleitflächen

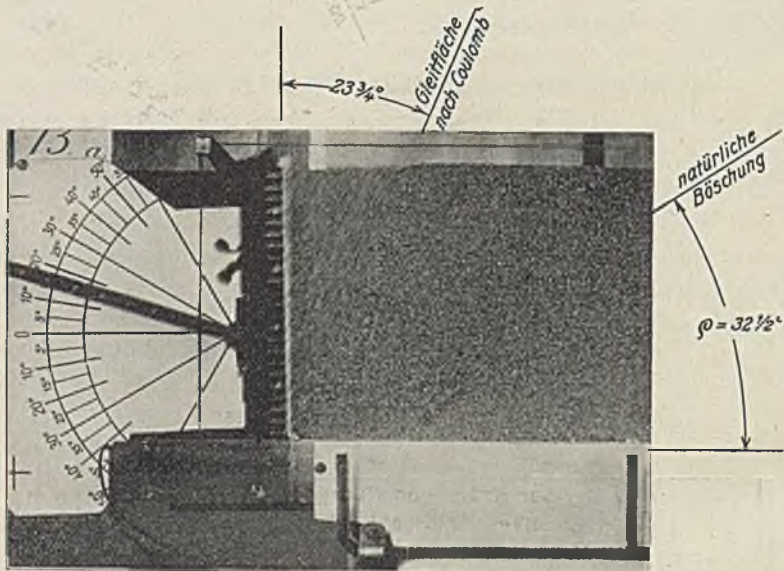


Abb. 137. Bewegung der Erde beim Nachgeben der Stützwand (aktiver Erddruck). δ negativ.

etwa $66\frac{1}{4}^\circ$ ($\text{ctg } \varphi = \text{rd. } 0,44$, siehe Erddrucktabelle 57) betragen. Diese Neigung ist in Abb. 137 eingetragen. Sie stimmt recht gut mit der Bewegung der Sandkörner überein. Nach den genauen Überlegungen auf Grund der Spannungselipse müßte die Neigung der Gleitflächen an der Wand etwa $69\frac{1}{2}^\circ$ und an der Oberfläche etwa $61\frac{1}{4}^\circ$ betragen. Eine leichte Krümmung der Gleitflächen (nach oben durchgebogen) ist auch in dem Lichtbild zu erkennen. Eine völlige Übereinstimmung des verhältnismäßig rohen Demonstrationsversuches mit der Theorie wird man bei dem starken Einfluß der Seitenwände nicht bis in alle Einzelheiten erwarten.

2. Passiver Erddruck.

In den Abbildungen 138 bis 143 ist die Bewegung der Erde beim „passiven“ Erddruck vorgeführt, d. h. beim Nachgeben des Erdwiderstandes gegenüber dem Druck der Wand, und zwar für Richtungen des Wanddruckes (bezw. des passiven Erddruckes) unter den verschiedenen Neigungen $\delta = +27^\circ$, $\delta = 0$ und $\delta = -15^\circ$ gegen die Wandnormale. Alle diese Versuchsvorführungen sind in je zwei verschiedenen Aufnahmen wiedergegeben, damit man erkennt, daß es sich nicht um Zufälligkeiten handelt, sondern um gesetzmäßig sich einstellende Bewegungsvorgänge.

Besonders auffallend ist die große Abhängigkeit der Neigung der Gleitflächen von der Neigung des Erddruckes δ beim passiven Erddruck; und in

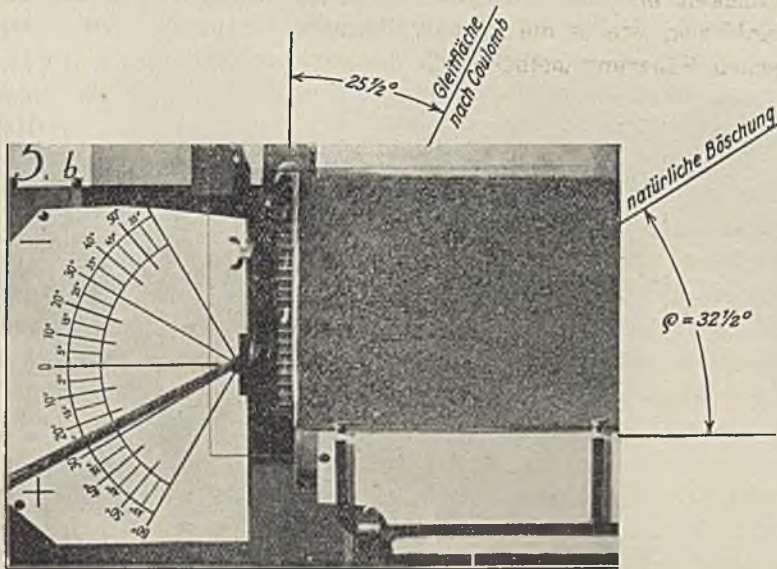


Abb. 138. Bewegung der Erde beim Nachgeben des Erdwiderstandes (passiver Erddruck). δ positiv

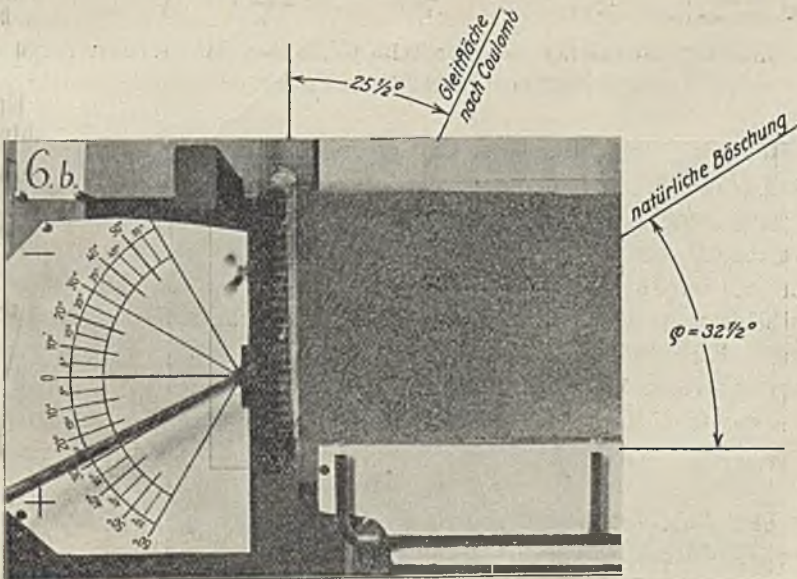


Abb. 139. Bewegung der Erde beim Nachgeben des Erdwiderstandes (passiver Erddruck). δ positiv (mit etwas verändertem Angriffspunkt).

dieser Beziehung deckt sich die Erfahrung wieder mit der Theorie. Während beim aktiven Erddruck die Neigung der Gleitflächen immer oberhalb der natürlichen Böschungsneigung bleibt, und auf den vorgeführten Bildern nur

etwa von $\vartheta = \text{rd. } 56\frac{1}{2}^\circ$ bis $\text{rd. } 66\frac{1}{4}^\circ$ schwankt, bei einer Änderung der Erddruckrichtung δ von $\text{rd. } +27^\circ$ bis -17° , schwankt die Gleitflächenneigung beim passiven Erddruck für den gleichen Bereich der Erddruckneigung beiderseits der natürlichen Böschung.

Bei positivem δ von etwa 27° , wie er auf den Abb. 138 u. 139 vorgeführt ist, würde sich für passiven Erddruck nach Coulomb (bei einem $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$) eine Neigung der Gleitfläche von $\vartheta = \text{rd. } 64\frac{1}{2}^\circ$ ergeben (ctg $\vartheta = \text{rd. } 0,48$ vergl. Erddrucktabelle 104). Dieses Ergebnis der (Näherungs-) Rechnung stimmt wieder recht gut mit dem Versuche überein, wie die eingetragenen Neigungslinien zeigen. Auch ist die näherungsweise Annahme der (geraden) ebenen Gleitflächen nach den beim Versuche gewonnenen Gleitflächen wohl berechtigt, wenn auch beide Abbildungen eine deutliche Durchbiegung der Gleitflächen nach oben zeigen und damit die oben gebrachten genaueren Untersuchungen über die Form der Gleitflächen (vergl. oben unter Abschnitt I C 4 c 2, S. 60 und Abb. 43) vollauf bestätigen. Nach den genaueren Untersuchungen auf Grund der Spannungselipse müssen wir an der Wand eine Neigung der Gleitfläche von etwa $\vartheta = 71^\circ$ (für $\delta = 27^\circ$) und an der Oberfläche eine Gleitflächenneigung von etwa $\vartheta = 29^\circ$ erwarten. Die durch die Coulombsche Methode gewonnene mittlere Neigung der Gleitflächen von $\vartheta = 64\frac{1}{2}$ ist nur der näherungsweise Ausgleich der verschiedenen Neigungen. Tatsächlich läßt sich auf den Abbildungen die steilere Neigung an der Wand und die sehr viel flachere Neigung der Gleitflächen an der Oberfläche deutlich erkennen.

Die beiden folgenden Abbildungen 140 und 141 für passiven Erddruck stimmen nicht genau mit den Erwartungen nach den oben gemachten Aus-

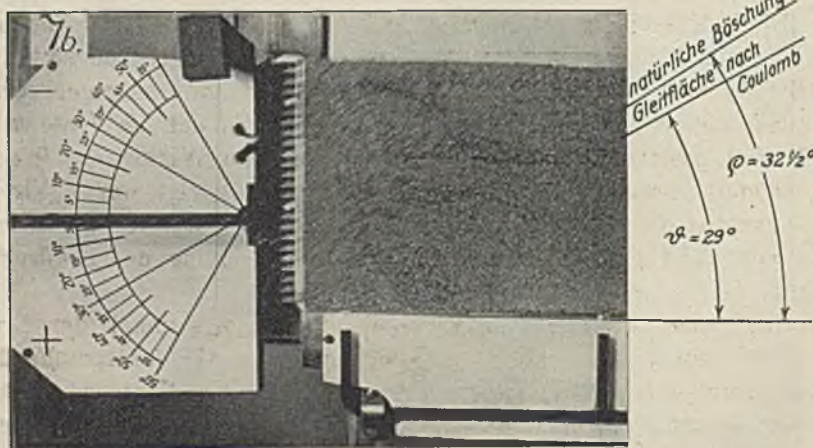


Abb. 140 Bewegung der Erde beim Nachgeben des Erdwiderstandes (passiver Erddruck). $\delta = 0$. Angriffspunkt im unteren Drittelpunkt.

führungen überein. Nach Coulomb und in diesem Falle übereinstimmend mit den genaueren Überlegungen hätten sich ebene, unter dem Winkel von $\vartheta = \text{rd. } 29^\circ$ geneigte Gleitflächen ergeben müssen. Während auf der ersten

Abbildung 141 die Bewegung der Erdteilchen annähernd geradlinig ist und auch die Bewegung der Wand etwa unter dem erwarteten Gleitwinkel $\vartheta = 29^\circ$ zurückgegangen ist, zeigen die Bahnen der Sandkörner auf der Abb. 142

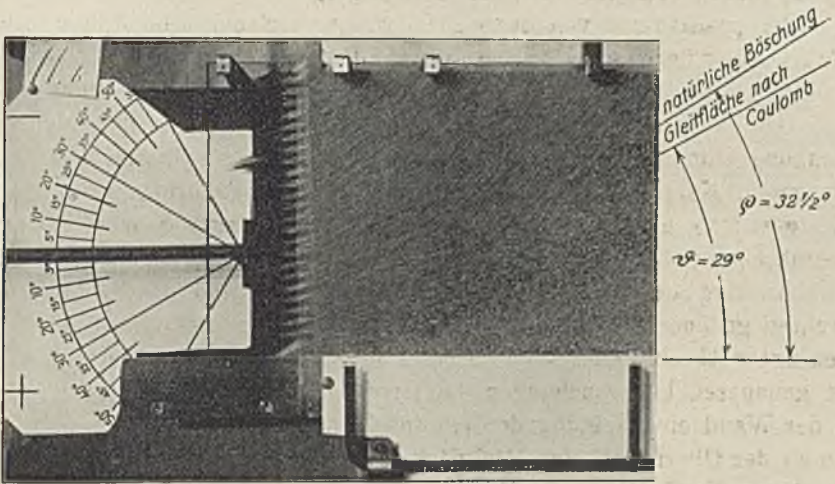


Abb. 141. Bewegung der Erde beim Nachgeben des Erdwiderstandes (passiver Erddruck). $\delta = 0$. Angriffspunkt etwas unterhalb des unteren Drittelpunktes.

eine deutliche nach unten durchbiegende Krümmung. Auch ist die Verschiebung der Wand, die an der Verschiebung der weißen cm-Striche kenntlich ist, und damit auch die Verschiebung der unmittelbar an der Wand liegenden Sandkörner unter einem flacheren Winkel (nämlich etwa $\vartheta = \text{rd. } 23^\circ$) erfolgt.

Diese Unstimmigkeit rührt ohne Zweifel daher, daß sich die Reibung der Stützwand und der Erde an den seitlichen Begrenzungswänden der natürlichen Aufwärtsbewegung der Wand und der Erde entgegengesetzt hat, und daß mit dieser Reibungskraft zusammen die auf die Erde wirkende Kraft (des passiven Erddruckes) nicht unter dem Winkel $\delta = 0$ gerichtet war, sondern etwas schräg von oben nach unten geneigt war. Wir können uns sogar aus der schätzungsweise gemessenen Neigung der Gleitflächen an der Wand $= \text{rd. } \vartheta = 23^\circ$ die wahrscheinliche Richtung des Erddruckes ermitteln.

Nach der Tabelle 8 würde bei einem Reibungswinkel der Erde von $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ ein Wandwinkel der Gleitfläche von 67° (entsprechend einem Neigungswinkel $\vartheta = 23^\circ$) zu erwarten sein, bei einer Neigung des passiven Erddruckes unter einem Winkel $\delta = \text{rd. } -4^\circ$. Die Reibung an der Wand würde demnach etwa 6 bis 7 vH. der ausgeübten Druckkraft des Eisenstabes betragen haben, wenn das Ergebnis des Versuches mit der wissenschaftlichen Überlegung übereinstimmen soll, was in dem vorliegenden Falle sehr wohl möglich ist.

Man sieht aber auch aus diesem rohen Versuche, mit welcher Sorgfalt wissenschaftliche Versuche angestellt werden müssen, wenn sie zu einwand-

freien Schlüssen führen sollen. Schon eine an sich gar nicht so wesentliche Reibung an den Seitenwänden von 6 bis 7 vH. des Erddruckes hat das Bild und das Ergebnis des Versuchs gerade in seinen charakteristischen Merkmalen wesentlich geändert; und manche falsche Schlußfolgerung aus Versuchen ist darauf zurückzuführen, daß die Nebenumstände des Versuchs nicht genügend genau beachtet sind.

Die Richtung der stützenden Stange war so eingestellt, daß sie verlängert die Vorderfläche der Wand etwa in ein Drittel der Höhe traf. Damit ist auch angenähert die Lage der zu erwartenden Mittelkraft des passiven Erddruckes getroffen, was man daran erkennt, daß die Verschiebung der Wand auf der ganzen Höhe (annähernd gleichmäßig) erfolgt ist. Eine geringe Verbesserung wäre wohl noch bei dem Versuch der Abb. 140 durch eine ganz geringe Verschiebung des Angriffspunktes der Schubstange nach unten und besonders bei Abb. 141 durch eine Verschiebung nach oben zu erreichen gewesen. Immerhin zeigt auch dieser Versuchsausfall, daß die Annahme des Angriffspunktes der Erddruckmittelkraft im unteren Drittelpunkt der Wand auch beim passiven Erddruck (jedenfalls annähernd) richtig ist.

Zwischen den Vorführungsversuchen Abb. 140 u. 141 ist insofern ein Unterschied, als bei Abb. 140 die Unterkante der Stützwand mit der Unterkante des Erdkastens abschließt, während bei Abb. 141 die Unterkante der Stützwand etwa 1 cm höher liegt; die unterhalb der Wandunterkante liegende Hinterfüllungs Erde wird durch den davorliegenden Erdkeil am Herausfallen gehindert.

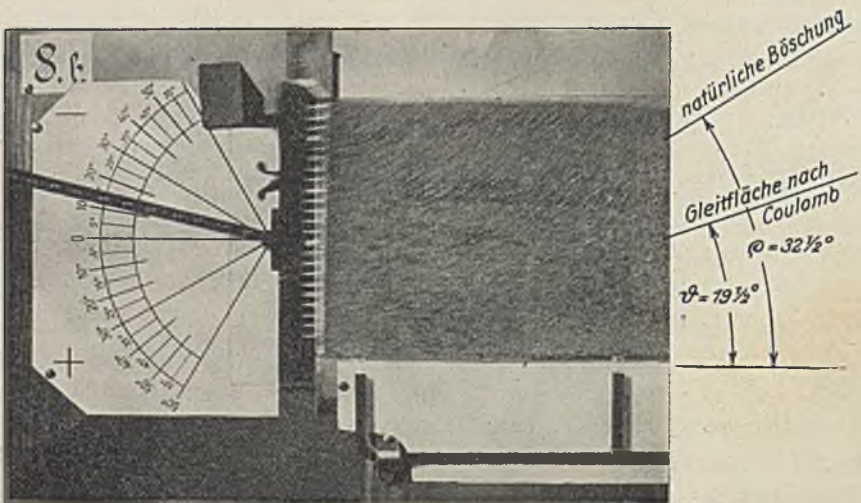


Abb. 142. Bewegung der Erde beim Nachgeben des Erdwiderstandes (passiver Erddruck). δ = negativ, mit etwas zu hohem Angriffspunkt des Erddruckes.

Der gleiche Unterschied ist zwischen den Abb. 142 u. 143, welche die Bewegung der Erde beim passiven Erddruck zeigen, wenn die Druckkraft unter einem negativen Winkel $\delta = -15^\circ$ an der Wand angreift. Ebenfalls scheint die Druckkraft im ersten Falle, Abb. 142, etwas zu hoch angesetzt

zu sein, dagegen im Falle der Abb. 143 etwas zu niedrig, weil die Verschiebung der Wand im ersteren Fall nach oben zu, im zweiten Fall nach unten zu größer wird.

Beide Abbildungen zeigen deutlich krumme Gleitflächen, die sich nach unten durchbiegen und weit unter die natürliche Böschung reichen. Nach Tabelle 8 würde an der Wand eine Wandneigung der Gleitfläche von $83\frac{1}{4}^\circ$ oder gegen die Horizontale von $\vartheta = 6\frac{3}{4}^\circ$ zu erwarten sein, während an der Oberfläche sich (für $\delta = 0$) eine Gleitflächenneigung von rd. 29° einstellen müßte. Tatsächlich zeigt die Abb. 142 eine Verschiebung der Wand und der ihr unmittelbar benachbarten Erdteilchen etwa in dieser erwarteten

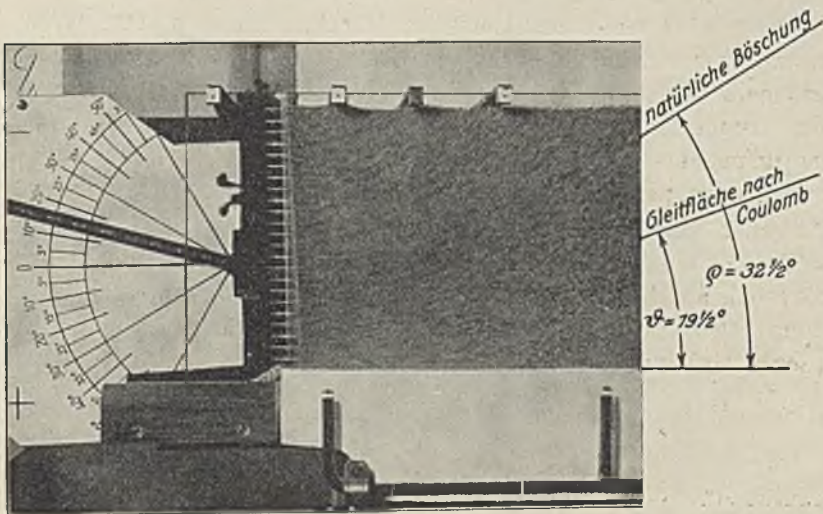


Abb. 143. Bewegung der Erde beim Nachgeben des Erdwiderstandes (passiver Erddruck) δ negativ, mit etwas zu niedrigem Angriffspunkt des Erddruckes.

Richtung. Auf Abb. 143 ist die Richtung der Verschiebung noch etwas flacher. Auch an der Oberfläche scheint die im Bilde festgehaltene Bewegung der Sandkörner mit der nach der theoretischen Überlegung erwarteten Gleitflächenneigung von 29° übereinzustimmen.

Die nach der Methode von Coulomb ermittelte ebene Gleitfläche soll eine Neigung von rd. $19\frac{1}{2}^\circ$ haben. Sie ist in die Abbildungen eingetragen. Sie liegt naturgemäß zwischen den beiden Neigungen der Gleitfläche an der Wand und an der Oberfläche und ist als deren näherungsweise Ausgleich anzusehen. Beide Arten der Gleitflächen, sowohl die ebenen Gleitflächen des näherungsweisen Ausgleiches nach Coulomb als auch die krummen Gleitflächen der Wirklichkeit, gehen weit über die Grenzen der Bildfläche der Abb. 142 u. 143 hinaus; und auch ein Vergleich mit der Abb. 133a (der Gesamtanlage) läßt erkennen, daß der Erdkasten in seiner ganzen Länge noch zu klein gewesen ist, um die Bewegung beim passiven Erddruck in seiner ganzen Ausdehnung sich auswirken zu lassen. Trotzdem behält die

Versuchsvorführung ihren Wert, weil die von den oberen Teilen der Wand ausgehenden (und den Gleitflächen ähnlichen) Bewegungslinien der Erde sich voll ausgebildet haben und auch auf den Abbildungen ganz zu verfolgen sind.

3. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse mit seitlichem Erddruck.

Die Vorführungsversuche haben eine volle Übereinstimmung der Theorie mit der Wirklichkeit ergeben. Nicht allein die nach der genaueren Überlegung erwarteten Richtungen sind im einzelnen bestätigt, sondern es haben sich auch die mit ebenen Gleitflächen durchgeführten Näherungsrechnungen nach Coulomb (und Rankine) als hinreichend zuverlässig erwiesen. Dies gilt namentlich für den aktiven Erddruck. In Verbindung mit der von anderen Forschern durch Versuche bereits festgestellten Tatsache, daß der wirkliche Erddruck im Grenzfall (aktiver Erddruck) von der durch die Coulombsche Methode mit ebenen Gleitflächen errechneten Größe wenig abweicht (er ist um ein geringes größer), kann man sich praktisch mit dieser Näherungsmethode begnügen und braucht bei der Untersuchung des aktiven Erddruckes keine krummen Gleitflächen zugrunde zu legen, auch wenn diese nachweislich in Wirklichkeit vorhanden sind.

Ähnlich ist es beim „passiven“ Erddruck, solange die Erddruckneigung δ positiv bzw. größer als die beim Rankineschen Sonderfall vorhandene Erddruckneigung (vergl. Tabelle 9) bleibt. Es ist dann die Näherungsrechnung nach Coulomb genügend zuverlässig, auch wenn die Gleitflächen in Wirklichkeit nachweislich keine Ebenen sind. Man muß nur bedenken, daß der wirkliche Erddruck im Grenzfall (passiver Erddruck) etwas kleiner als der nach Coulomb errechnete Erddruck sein muß.

Nur bei negativer Erddruckneigung δ und starker Abweichung vom Rankineschen Sonderfall (vergl. Tabelle 9) weichen auch die wirklichen Gleitflächen sehr stark von der Ebene ab, und in diesem Falle sind auch die Abweichungen der wirklichen Erddruckgrößen von dem Ergebnis der Coulombschen Berechnungsmethode mit ebenen Gleitflächen erheblich. Der wirkliche passive Erddruck ist stets kleiner, als er sich nach Coulomb ergibt. In diesen Fällen ist es angebracht, andere Näherungsmethoden anzuwenden, wie z. B. die oben angegebene Untersuchungsweise mit kreisförmigen Gleitflächen. Solche Untersuchungen mit krummen Gleitflächen sind beim passiven Erddruck immer dem Coulombschen Verfahren vorzuziehen, wenn sie kleinere Werte als dies Verfahren ergeben.

B. Tragfähigkeit des Baugrundes bei Flachgründungen.

In den Abb. 144 u. 145 ist die Bewegung der Erdteilchen unter der Bauwerksohle infolge Nachgebens des Baugrundes bei Flachgründungen zur Darstellung gebracht. Zu dem Zweck ist ein Klotz von 7 zu 11 cm Grundfläche, dessen vordere Schmalseite am Glase liegt, senkrecht in den Boden

gepreßt. Gegen das Glas ist der Klotz wieder durch Baumwollfäden abgedichtet, damit die Bewegung des Sandes nicht durch das Herumtreten des Sandes um die Enden gestört wurde.

Beide Bilder ergeben ein Ausweichen des Sandes auf krummen Gleitflächen nach den Seiten hin. Es wird also damit die Tragfähigkeit des Baugrundes auf die gleichen Ursachen zurückgeführt wie der Erdwiderstand des passiven Erddruckes. Wir können die Tragfähigkeit des Baugrundes auch ohne weiteres als einen Widerstand des passiven Erddruckes ansehen, bei dem die Druckwand horizontal liegt und die Erddruckrichtung sehr stark von der Richtung beim Rankineschen Sonderfall abweicht. Ein Vergleich dieser Abbildungen mit den Abb. 142 u. 143 zeigt, daß wir es im Grunde hier wie dort mit den gleichen Vorgängen zu tun haben. Wenn wir nämlich

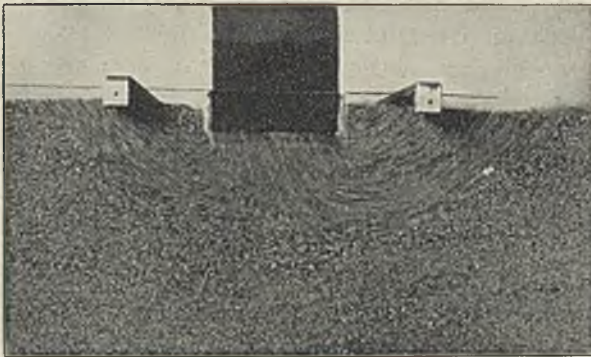


Abb. 144. Bewegung des Sandes infolge Nachgebens des Baugrundes bei Flachgründungen (überwiegendes Nachgeben der rechten Seite).

die Druck- (bzw. Stütz) wand nach der Erde zu immer weiter hinüberneigen und für verschiedene Neigungen die Aufnahmen der Erdbewegung beim passiven Erddruck wiederholen, dann erhalten wir ähnliche Bilder, bis wir auf diesem Wege fortschreitend zur senkrechten Baugrundbelastung gelangen.

Selbstverständlich ist die Berechnung dieses Erdwiderstandes gegen senkrechte Lasten (passiven Erddruckes) mit ebenen Gleitflächen nach der Coulombschen Näherungsmethode hier nicht mehr möglich. Will man weiter ebene Gleitflächen bei der näherungsweise Berechnung dieser Aufgabe zugrunde legen, so muß man jederseits mehrere Gleitebenen so annehmen, daß zwischen ihnen Erdkeile entstehen, die sich auf den angenommenen Gleitflächen beim Nachgeben der Erde gegeneinander verschieben. Während ein Keil durch die Last abwärts gedrückt wird, wird ein anderer durch den dadurch hervorgerufenen Erddruck hochgehoben. Die Richtung des Druckes auf die angenommenen Gleitflächen ist durch den Reibungswinkel ϱ von Erde auf Erde gegeben. Die wahrscheinlichste Lage und Richtung der Gleitflächen selbst findet man aus der Bedingung, daß sie die ungünstigsten

sind, und daß daher die sich mit ihnen ergebende Tragfähigkeit die kleinste unter allen untersuchten (richtiger von allen möglichen) Gleitflächen ist. Diese Art der Untersuchung ist oben auf S. 142 näher behandelt. Sie wird durch die Ergebnisse der Versuchsvorführung zum Teil gestützt. Betrachten wir nämlich die Abb. 145 genauer, so sehen wir, daß unter der Bauwerkssohle eine größere Erdmasse im ganzen nach unten gegangen ist, ohne daß die einzelnen Erdteilchen sich gegeneinander verschoben haben. Sie haben alle die gleiche Verschiebung erfahren (von gleicher Richtung und gleicher Größe). Wir können diese Erdmasse einschließen durch zwei von den Bauwerkskanten etwa unter 60° Neigung schräg nach unten gehende Ebenen (oder durch Kreisbogen), so daß ein gleichseitiger Keil mit einem spitzen

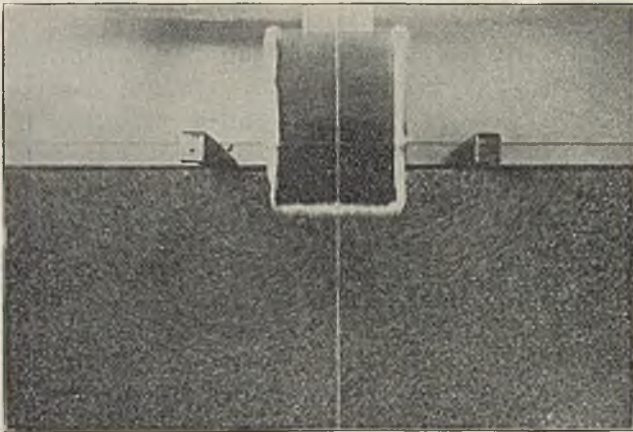


Abb. 145. Bewegung des Sandes infolge Nachgebens des Baugrundes bei Flachgründungen (überwiegendes Nachgeben der linken Seite).

Winkel von 60° entsteht. Ein solcher Keil mit einem spitzen Winkel von $90 - \varrho$ (im vorliegenden Falle $= 90 - 32\frac{1}{2} = 57\frac{1}{2}^\circ$) hat, wie oben auf S. 150 bei Untersuchung der Tragfähigkeit von Pfählen nachgewiesen ist, den geringsten Eindringungswiderstand. Wir würden daher berechtigt sein, das Eindringen eines Erdkeiles unter dem Bauwerke mit einem spitzen Winkel $= 90 - \varrho$ der Berechnung zugrunde zu legen. Leider weicht aber die Richtung des Seitendruckes dieses Keiles auf die umgebende Erde (beim Abgleiten) unter dem Reibungswinkel $-\varrho$ nicht unerheblich von der Erd-druckrichtung beim Rankineschen Sonderfall ab, und zwar nach der negativen Seite, so daß für die seitlich hochgedrückten Erdkeile mit Sicherheit krumme Gleitflächen zu erwarten sind, die ja auch beide Abbildungen deutlich erkennen lassen. Die Rechnung mit ebenen Gleitflächen ist daher wohl als Näherungsrechnung zu gebrauchen; sie wird aber etwas zu günstige Werte ergeben.

Es ist daher oben unter Abschnitt III B 2 u. 2a S. 148 auch ein Verfahren angegeben zur Untersuchung der Tragfähigkeit des Baugrundes mit

krummen Gleitflächen, und zwar näherungsweise mit kreisbogenförmigen. Die Kreisbogenform ist selbstverständlich nur als Näherung anzusehen, da ja von vornherein klar ist, daß die Krümmung im Auslauf nach der Oberfläche hin, wie oben dargetan ist, in die dem Rankineschen Sonderfall entsprechenden Ebenen übergehen muß (vergl. S.53). Im übrigen stimmt aber, wie der Augenschein zeigt, das nach der Wirklichkeit aufgenommene Bild der Gleitflächen im großen und ganzen recht gut mit den Annahmen der kreisförmigen Gleitflächen überein.

Beiderseits in den Ecken neben den vertikalen Wänden des Bauwerkes (des Klotzes) sinken die Erdteilchen mit dem Bauwerke ab. Hier herrscht aktiver Erddruck, da der in weiterer Entfernung nach aufwärts gedrückte Erdkeil diese Erde durch Reibung mitnimmt; die Erde in den Ecken rutscht auf der nach aufwärts gedrückten Erde ab. Infolge dieser Gegenbewegung macht die Erdbewegung hier in den Ecken den Eindruck eines Wasserwirbels und hat auch tatsächlich etwas Ähnlichkeit damit. Im übrigen bewegen sich die Sandkörner auf krummen Bahnen. Durch das Bauwerk werden sie unmittelbar unter dem Bauwerke nach unten gedrückt und bewegen sich in gleicher Richtung mit der Bewegung der Bauwerksunterfläche (bei symmetrischer Ausbildung der Gleitflächen und senkrechter Last senkrecht). In größerer Tiefe, etwa in den Begrenzungsflächen des Erdkeils geringsten Widerstandes (mit dem spitzen Winkel $90 - \rho$), krümmen sich die Bahnen stark nach außen und weiter nach oben und scheinen nach der Oberfläche zu allmählich in Ebenen überzugehen. Die ganze von dem sinkenden Bauwerk unter seiner Sohle verdrängte Erdmasse wird (abgesehen von der sicher auch vorhandenen elastischen Formänderung) seitlich hochgedrückt. Diese seitlich hochgedrückten Massen heben sich bei nicht plastischem Material scharf und deutlich an der Oberfläche ab wie ein Erdbeben.

Auffallend war bei den Demonstrationsversuchen, daß es kaum jemals gelang, die Gleitflächen beiderseits völlig symmetrisch zu erhalten, ohne daß vorher eine Ungleichmäßigkeit der mehr oder weniger festen Lagerung der Erde beiderseits des Holzstempels zu erkennen war. Die Erde war beiderseits in kleinen Schichten aufgefüllt und gleichmäßig festgeklopft; auch wurde darauf geachtet, daß der ausgeübte Druck stets senkrecht in Richtung des auf den letzten Aufnahmen mitaufgenommenen Lotes wirkte. Im Falle der Abb. 144 ist die Hauptmasse des verdrängten Bodens nach rechts gedrückt. Der Teilungspunkt des nach rechts und nach links bewegten Bodens unter dem Bauwerk liegt ungefähr in einem Viertel der Bauwerksohle von links. Das Bauwerk selbst ist bei der Abwärtsbewegung deutlich nach rechts gegangen. Versucht man den Keil der Bodenteile unter dem Bauwerk zu zeichnen, die miteinander und mit der Bauwerksohle die gleiche Verschiebung (nach Richtung und Größe) erfahren haben, so erhält man einen schiefen Keil mit seiner Spitze unter der rechten Bauwerkshälfte.

Im Falle der Abb. 145 ist die Bewegung des Klotzes und der unmittelbar unter ihm liegenden Erdteile mehr senkrecht erfolgt, und der unter dem Klotz mitgenommene Erdkeil ist annähernd symmetrisch, mit der Spitze

etwa auf dem Mittellot liegend. Aber die Ausbildung der Gleitflächen ist auch hier nicht symmetrisch. Sie sind diesmal nach links größer ausgebildet als nach rechts.

Es scheint, als wenn gerade in der Mittellage bei voller Symmetrie der Bewegungen ein labiler Zustand größeren Widerstandes vorhanden ist, der bei der geringsten einseitigen Ungleichmäßigkeit zur einseitig überwiegenden unsymmetrischen Ausbildung der Gleitflächen und damit im Zusammenhang zur seitlichen Verschiebung des Bauwerkes Anlaß gibt. Der Grund dafür ist vielleicht in der folgenden Überlegung an der Hand der Abb. 146 bis 147 zu finden.

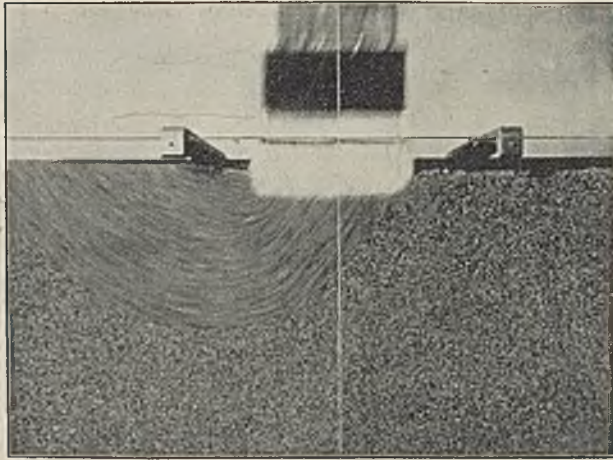


Abb. 146. Einseitige Verschiebung eines Bauwerkes unter senkrechter Last infolge einseitiger Ausbildung der Gleitflächen beim Nachgeben des Baugrundes.

Die Abbildung 146 ist ein Zufallsergebnis. Die gleiche Erscheinung hätte sich ebensogut bei den unter fast genau gleichen Verhältnissen ausgeführten Vorführungen der Abb. 144 u. 145 zeigen können. Anfänge dazu sind ja auch besonders in Abb. 144 in der schiefen Ausbildung der Gleitflächen vorhanden.

Die senkrechte Bewegung des Sandes unter der Bauwerksohle bei senkrechter Last und symmetrischer Ausbildung der Gleitflächen in voller Übereinstimmung mit der Bewegung der benachbarten Bauwerksohle ist noch kein Beweis dafür, daß auch die Spannung im einzelnen auf die Flächeneinheit unter der Bauwerksohle wirklich überall senkrecht gerichtet war. Es lag vielmehr die Vermutung vor, daß unter dem Bauwerk Schubkräfte von der Erde auf das Fundament ausgeübt werden, die von der Mitte nach außen wirken und das Bauwerk auseinanderzureißen trachten. Der Unterteil des Versuchsklotzes ist daher aus zwei gleichen, in der Mitte getrennten Hälften hergestellt, in der Erwartung, daß die beiden Hälften auseinander

bewegt werden würden, sobald die Schubkraft an der Bauwerksohle größer sein würde als die Reibung zwischen den beiden Versuchsklotzen und der beide verbindenden hölzernen Druckplatte.

Obgleich der Versuch in dieser Hinsicht mißlungen ist, hat er doch in anderer Hinsicht sehr bemerkenswerte Ergebnisse gebracht. Die Ungleichmäßigkeit der beiden Seiten hat sich so stark ausgebildet, daß fast die ganze Erdbewegung beim Nachgeben der Gründungssohle nur einseitig (nach links) erfolgt ist. Rechts sieht man nur eine ganz kleine wirbelartige Bodenbewegung an der Fundamentecke. Das Bauwerk ist unter der senkrechten Last beim Heruntergehen einseitig nach links, verschoben.

Bemerkenswert ist auch die Neigung der Gleitfläche, weil sie recht gut mit der Theorie übereinstimmt. Bei senkrechter Last auf eine horizontale

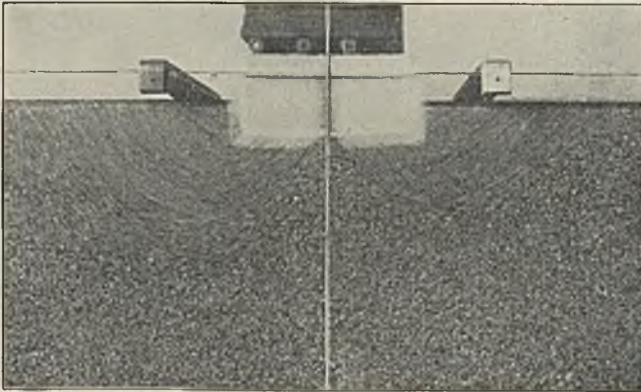


Abb. 147. Beiderseitig annähernd symmetrische Verschiebung zweier völlig getrennter Bauwerkshülsen unter senkrechter Last beim Nachgeben des Baugrundes.

Fläche, also für einen Winkel $\delta = 0$, müssen wir nach Tabelle 7 u. 8 bei der Abwärtsbewegung der Erde einen Wandwinkel der Gleitfläche gegen die Fundamentplatte von $\vartheta = 61\frac{1}{4}^\circ$ erwarten (oder in Übereinstimmung damit nach Tabelle 5 u. 6 einen Wandwinkel gegen die Vertikale $= 28\frac{3}{4}^\circ$). Weiter links dagegen müssen wir unter den gleichen Bedingungen für die Aufwärtsbewegung des Bodens, da wir hier den Rankineschen Sonderfall voraussetzen dürfen, (einen Wandwinkel der Gleitfläche gegen eine senkrechte Fläche von $61\frac{1}{4}^\circ$ und) einen Neigungswinkel ϑ von $28\frac{3}{4}^\circ$ erwarten. Diese erwarteten Gleitflächen haben sich augenscheinlich auch ausgebildet; jedenfalls ist die Neigung der Gleitflächen rechts (beim Abwärtsgleiten) sehr viel steiler als links (beim Aufwärtsgleiten des Bodens).

Die oben in Abschnitt III B 2 angegebene Untersuchung der Tragfähigkeit des Baugrundes bei Flachgründung unter Zugrundelegung symmetrischer kreisförmiger Gleitflächen ist als Näherungsmethode gut brauchbar, weil die Vernachlässigung der im symmetrischen Falle (im Sinne einer

Trennung der beiden Bauwerkshälften) wirkenden Schubkraft H eine gewisse Sicherheit gibt.

In Wirklichkeit ist diese Schubkraft vorhanden, wie die Versuchsaufnahme Abb. 147 zeigt. In diesem Falle ist die Reibung zwischen den beiden Versuchsklötzen und dem darüber liegenden Druckklotz durch zwischengelegte Rollen stark vermindert; und nun haben sich tatsächlich die beiden Hälften beim Nachgeben des Baugrundes auseinander bewegt. Die Ausbildung der Gleitflächen stimmt aber nicht mehr mit der Abb. 145 (beim einheitlichen Fundamentklotze) überein, sondern jede Hälfte ist ähnlich wie bei der Abb. 146 für sich unsymmetrisch abgerutscht. Die rechte Hälfte ist ungefähr das Spiegelbild der linken. Ein senkrechtcs Absinken der beiden Klötze hat sich nicht einstellen können, weil eben die Horizontalkraft zwischen beiden Klötzen hier fehlte. Zur Ausbildung der Gleitflächen nach Abb. 145 ist eben eine Schubkraft H in der Sohle (entgegengesetzt auf die Fundamenthälften wirkend) erforderlich. Diese Beobachtung stützt das oben in Abschnitt III B 2a gebrachte Rechnungsverfahren.

C. Tragfähigkeit der Rammpfähle und Widerstand gegen Herausziehen.

Ähnlich wie bei den Flachgründungen gestaltet sich auch die Erdbewegung unter den Pfahlenden beim Nachgeben der Pfähle. Die Pfähle

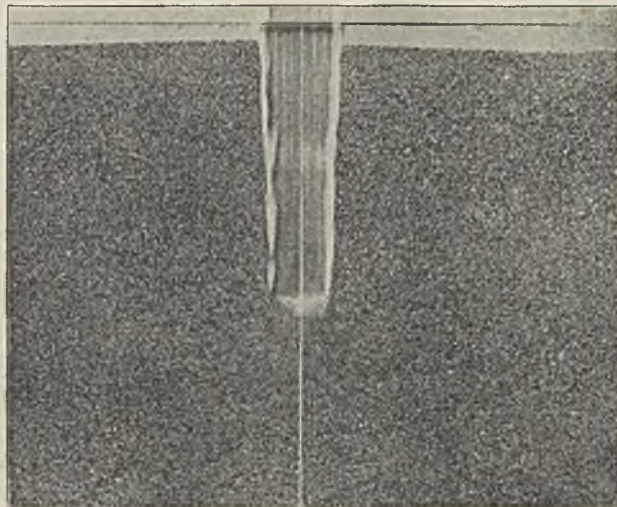


Abb. 148. Bewegung der Erdteilchen unter einem in den Boden gedrückten Pfahl mit stumpfer Endigung.

sind während der Aufnahme mit Druckschrauben in den Boden gedrückt. Sie hatten einen Querschnitt von $3/3$ cm und steckten etwa 12 bis 15 cm im Boden.

Abb. 148 zeigt einen Pfahl mit stumpfer Endigung. Die Erdbewegung unter der stumpfen Erdoberfläche ist wie bei dem Versuch mit Flachgründung Abb. 145 erfolgt, nur reicht die Bewegung nicht bis zur Oberfläche des Bodens, sondern sie verliert sich allmählich in dem umgebenden Erdreich. Die Erdbewegung ist beiderseits noch symmetrischer als bei der Abb. 145. Das ist ja auch verständlich, weil der Pfahl im Erdreich gehalten ist und sehr schwer seitlich ausweichen kann.

Den größten Anteil der Tragfähigkeit von Pfählen liefert aber die Reibung am Umfang. Dieser Anteil kommt in der Bewegung der Erdteilchen nicht zum Ausdruck, weil die Reibung zwischen Erde und Pfahl

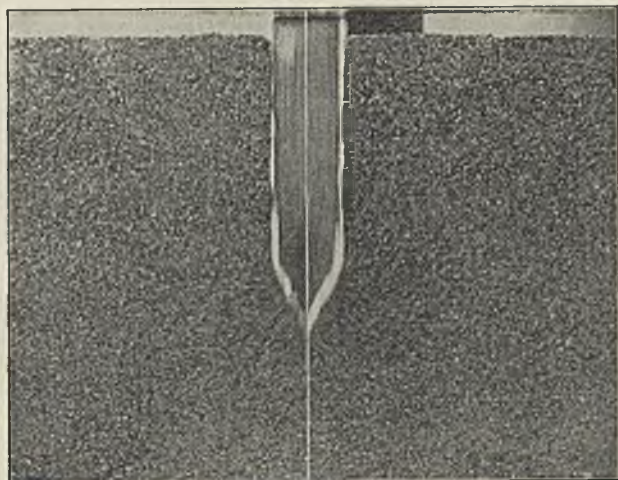


Abb. 149. Bewegung der Erdteilchen unter einem in den Boden gedrückten Pfahl mit keilförmiger Spitze.

geringer ist als zwischen Erde und Erde. Die Erde ist daher neben dem Pfahl in Ruhe geblieben.

Abb. 149 zeigt das Hineindrücken eines Pfahles mit keilförmiger Spitze. Die Keilform ist hier an Stelle der sonst üblichen pyramidenförmigen Spitze lediglich deshalb gewählt, um die Sandbewegung zweidimensional klarer zum Ausdruck zu bringen. Die Bewegung des Sandes unter der Spitze bringt gegenüber Abb 148 nichts Neues, da die Keilspitze innerhalb des Raumes liegt, in dem sich (auch bei stumpfer Endigung) die Sandteilchen senkrecht bewegen.

Die Ansichtseite des Pfahles ist in beiden Abbildungen seitlich mit Baumwollfäden gegen die Glaswand abgedichtet. Der weiße senkrechte Strich ist ein vor dem Pfahl und vor der Glaswand hängendes Lot.

Beim Herausziehen eines Pfahles, vergl. Abb. 150, wird unter der Pfahlspitze ein Raum frei, in den bei kohäsionslosem Bodenmaterial der Sand seitlich hineingleiten muß. Dieser abgleitende Sand steht, da wir es

hier mit dem unteren Grenzzustande zu tun haben, unter der Wirkung des aktiven Erddruckes. Die Neigung der Gleitfläche muß daher auch etwa dem beim aktiven Erddruck sich einstellenden Zustande entsprechen. Die starke Sandbewegung in der Nähe des unteren Pfahlandes muß nach oben hin allmählich abnehmen, weil der abgleitende Erdkeil sich nach oben hin verbreitert. Dementsprechend muß die Bewegung des einzelnen Sandkornes nach oben kleiner werden und ist an der Oberfläche fast unmerklich. Unmittelbar am Umfang des Pfahles scheint die Sandbewegung außerdem etwas verzögert zu sein als Folge der Reibung zwischen Erde und Pfahl. Die

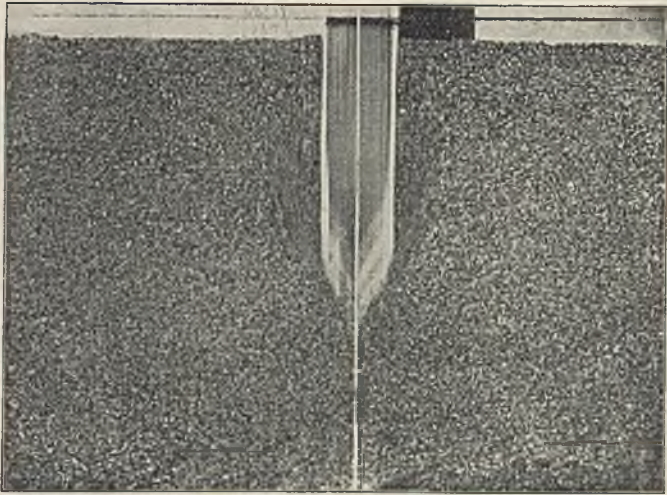


Abb. 150. Bewegung der Erdteilchen beim Herausziehen eines Pfahles mit keilförmiger Spitze.

Reibung macht in diesem Falle den gesamten Widerstand des Pfahles im Boden aus, der bei langen Ramppfählen sehr beträchtlich ist.

D. Seitlicher Widerstand von Spund- und Bohlwänden ohne und mit Anker.

In Abb. 151 ist das Demonstrationsmodell einer unverankerten Spundwand dargestellt, die durch eine in ihrer Verlängerung oben angebrachte seitliche Kraft umgeworfen wird. Eine im Modell etwa rd. 0,5 cm starke Sperrholzwand steckt 13 cm bzw. 18 cm tief in der Erde; der Erdboden ist rechts 5 cm höher aufgefüllt als links. Unter der Wirkung der Seitenkraft hat sich die Spundwand gedreht. Sie ist im ganzen oberen Teile nach links herübergegangen. Die rechts von ihr befindliche Erde ist unter Wirkung des „aktiven Erddruckes“ dreieckförmig nachgerutscht, während links ein Erdprisma durch den passiven Erddruck hochgedrückt ist. Der aktive Erddruck rechts hat wegen des Abgleitens von oben nach unten

gewirkt (δ positiv), wohingegen der passive Erddruck links wegen des Hochdrückens der Erde von unten nach oben auf die Wand gewirkt hat (δ negativ). Man erkennt das deutlich an der Form der Gleitflächen. Die stark gekrümmten Gleitflächen links entsprechen einem negativen δ .

Durch die in verschiedener Höhe angreifenden Erddruckkräfte und die äußere Seitenkraft (die das Umwerfen bewirkt) wird ein Moment auf die Spundwand ausgeübt, dem am unteren Ende der Spundwand ein von rechts überwiegender (passiver) Erddruck und dadurch verursachtes Gegenmoment entgegenwirkt. Wegen der näherungsweise Durchrechnung dieses Falles kann auf S. 207 und auf Abb. 100 bis 102 verwiesen werden. Unter der

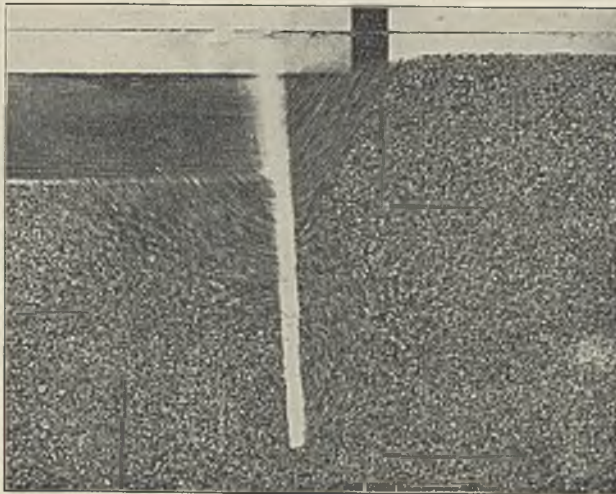


Abb. 151. Bewegung der Erdteilchen beim Umwerfen einer unverankerten Spundwand.

Wirkung dieser Momente liegt der Drehpunkt der Spundwand bei der Bewegung nicht am unteren Ende, sondern in etwa 4 cm Höhe. Unterhalb dieses Drehpunktes hat sich die Wand nach rechts bewegt und auch rechts die Erde unter Überwindung des passiven Erddruckes zurückgedrängt, während links die Erde unter Ausübung des aktiven Erddruckes der Wand gefolgt ist.

Am unteren Ende der Spundwand sieht man bei genauer Betrachtung deutlich links die steilen Gleitflächen des aktiven Erddruckes und gegenüber rechts die flachen Gleitflächen des passiven Erddruckes bei (kleinem oder) negativem Winkel δ . Wir erkennen darin eine Bestätigung des Grundgedankens unserer Näherungsrechnung oben auf S. 210. Links wirkt den angreifenden Kräften entgegen (von oben angefangen) in der Hauptsache der passive Erddruck, und zwar dem nach unten gerichteten aktiven Erddruck entgegengesetzt von unten nach oben (also mit negativem δ , die Kraft der Wand wirkt auf die Erde von oben nach unten). Die Größe des negativen

Winkels δ kennen wir nicht, aber wir wissen aus unserer Überlegung und erkennen es auch an der nach unten durchgebogenen Krümmung der Gleitflächen, daß der Neigungswinkel des passiven Erddruckes δ gegen die Wandnormale wahrscheinlich negativ ist.

Der spezifische passive Erddruck (die Spannung) nimmt nach unten mit der Tiefe annähernd dreieckförmig zu und beträgt in der Tiefe t unter dem Erdboden links $\sigma = \gamma \cdot \lambda_p \cdot t$. Diese Zunahme hört aber auf in der Tiefe, wo der passive Erddruck nicht mehr erreicht wird. Wir finden diesen Punkt auf dem Bilde (Abb. 151) etwa dort, wo die bis zur Oberfläche reichenden krummen Gleitflächen die Spundwand treffen. Unterhalb dieses Punktes wird die Spannung des Erdwiderstandes wieder kleiner, weil die Bewegung der Wand nicht mehr hinreicht, den vollen passiven Erddruck (d. h. ein Aufwärtsgleiten der Erde) zu erzeugen. Am Drehpunkt der Spundwand muß die Spannung des Erdwiderstandes den Wert behalten, den sie vor der Einleitung der Drehung hatte; nämlich wegen der rechtsseitigen Überlast und wenn der Boden nicht vorher künstlich gelockert war, wahrscheinlich einen etwas größeren als den natürlichen Erddruck, $\sigma \geq \gamma \cdot t$.

Unterhalb des Drehpunktes nimmt die Spannung der Erde links der Spundwand noch weiter ab, bis sie den aktiven Erddruck hier erreicht, der nicht mehr unterschritten werden kann und dann wieder mit der Tiefe zunimmt. Da die Gleitflächen des aktiven Erddruckes aber nicht bis zur Oberfläche durchgehen, so ist die Größe der Spannung hier schwer zu bestimmen. Wahrscheinlich ist sie kleiner, als sie sich nach der Coulombschen Näherungsmethode ergeben würde, $\sigma \leq \gamma \cdot \lambda_a \cdot t$.

Rechts der Spundwand haben wir wieder von oben ausgehend zuerst, wie die Aufnahme zeigt, aktiven Erddruck, dessen Spannung mit der Tiefe T unter der Erdoberfläche zunimmt, $\sigma = \gamma \cdot \lambda_a \cdot T$.

Von einer bestimmten Tiefe an ändert sich diese Zunahme, nämlich dort, wo die bis zur Oberfläche reichenden steilen Gleitflächen die Spundwand von rechts treffen. Von diesem Punkte an nimmt die Spannung des Erddruckes stärker zu, weil die Wandbewegung nicht mehr ausreicht, ein wirkliches Abrutschen der Erde zu erzeugen und damit die hier ursprünglich vorhandene Spannung des Erddruckes ganz auf die Größe des aktiven Erddruckes herunterzusetzen.

Am Drehpunkt der Wand muß die Spannung des Erdwiderstandes auch rechts den Wert behalten, den sie vor der Drehung hatte; nämlich wegen der linksseitigen geringeren Belastung und, wenn der Boden nicht durch Stampfen künstlich gespannt ist, wahrscheinlich etwas kleiner als der „natürliche Erddruck“ $\sigma \leq \gamma \cdot T$ (aber $\geq \gamma \cdot t$, siehe oben S. 276).

Unterhalb des Drehpunktes nimmt die Spannung der Erde rechts der Wand weiter zu entsprechend der Größe der Bewegung der Wand gegen die Erde, bis schließlich die Spannung des passiven Erddruckes erreicht wird, die nicht überschritten werden kann und wieder mit der Tiefe zunimmt. Da aber auch hier die Gleitflächen nicht mehr bis zur Erdoberfläche reichen, so

ist die Größe der Spannung auch hier schwer zu bestimmen. Wahrscheinlich ist der Grenzwert kleiner, als er sich nach der Coulombschen Methode ergeben würde, $\sigma \leq \gamma \cdot \lambda_p \cdot T$. Die krummen, fast kreisförmigen Gleitflächen rechts der Spundwand am unteren Ende lassen darauf schließen, daß die Coulombsche Näherungsmethode hier an der Spundwandspitze nicht mehr zulässig ist. Trotzdem behält die oben S. 210 gegebene Untersuchung der Spundwand ihre Berechtigung, solange wir nur mit der dort errechneten Erdspannung σ am unteren Spundwandende genügend weit unter dem Werte $\gamma \cdot \lambda_p \cdot T$ bleiben, wie es meist der Fall sein wird.

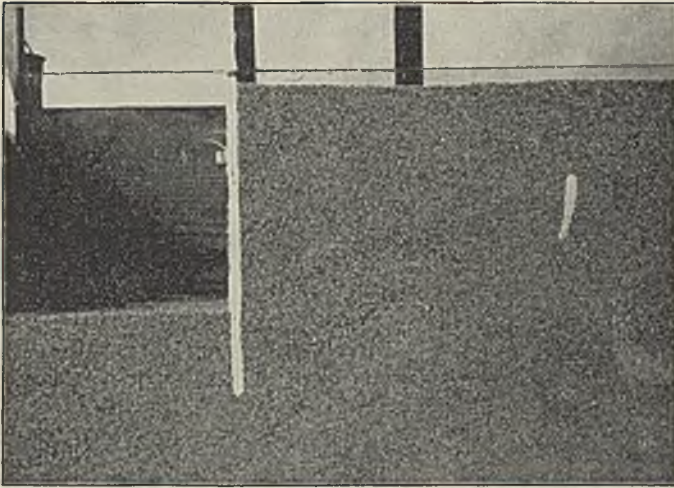


Abb. 152. Vorführungsmodell einer verankerten Spundwand, im Ruhezustande.

Im übrigen stimmt das Ergebnis der Versuchsvorführung recht gut mit den oben S. 210 gegebenen Grundlagen der Berechnung überein und bestätigt diese.

In Abb. 152 ist eine verankerte Spundwand im Modell dargestellt, und in Abb. 153 ist dieselbe Spundwand durch eine am Holm angreifende Zugkraft zum Ausweichen gebracht. Die Wand steckt etwa $4\frac{1}{2}$ cm tief in der Erde und ist etwa 13 cm hoch hinterfüllt. Als Ankerplatten dienen zwei durch einen kleinen Holm miteinander verbundene Platten von je 4 cm zu 2 cm. Der verbindende Holm ist an zwei Stellen mit dem Holm der Spundwand durch rd. 20 cm langen (Ankerlänge) Metalldraht verbunden. Die Ankerplatten liegen unterhalb der natürlichen Böschung, wie man es bei guten Verankerungen verlangen muß.

Die Wand hat sich bei der Bewegung um einen Punkt ziemlich in der Nähe der Spitze gedreht. Der obere Teil der Erde links ist bei der Bewegung hochgedrückt. Der passive Erddruck ist aber nicht bis zum Wandfuß ausgenutzt. Der Fuß hat gehalten. Dagegen hat die Verankerung (d. h. die

Ankerplatte) nachgegeben. Dabei haben sich die Gleitflächen der rechts der Wand nachsinkenden Erde (aktiver Erddruck) und der von der Ankerplatte hochgeschobenen Erde (passiver Erddruck) zu einer krummen Gleitfläche zusammengeschlossen. Das Abschieben der Erde durch die Verankerung ist weder auf einer zwischen Ankerplatte und Spundwand liegenden Ebene erfolgt, wie in der Abb. 125a der Einfachheit halber angenommen ist, noch auf zwei Ebenen je für den aktiven Erddruck der Spundwand und den passiven Erddruck der Ankerplatte (wie bei der Ankerplatte Abb. 126a angenommen war). Eine krumme Gleitfläche war auch erwartet, wie bereits in der Abb. 124a angedeutet ist. Die Krümmung wird um so

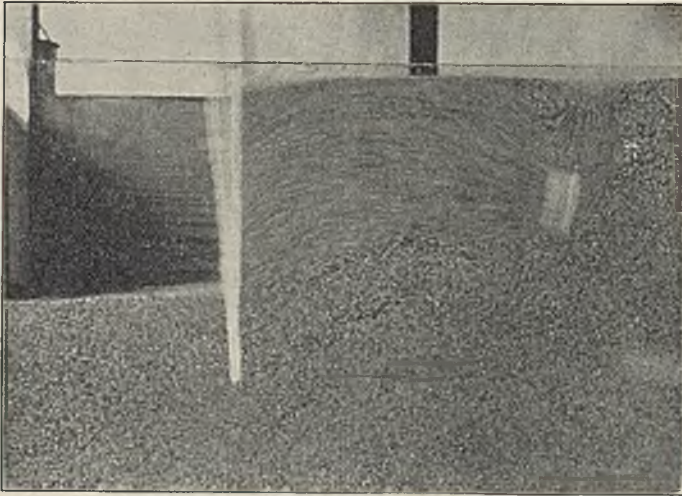


Abb. 153. Bewegung der Erdteilchen beim Nachgeben der Verankerung einer kurz verankerten Spundwand.

schärfer, je weiter die Ankerplatte von der verankerten Wand entfernt liegt, und nähert sich schließlich den beiden getrennten Gleitflächen für aktiven und passiven Erddruck. Die Annahme der einfachen oder doppelten ebenen Gleitfläche ist eine zum Zwecke der Vereinfachung gemachte Näherungsannahme.

Will man sich in besonders gefährdeten Fällen nicht mit der Näherungsannahme ebener Gleitflächen zufrieden geben, so kann man als weitere andere Näherung kreisförmige Gleitflächen annehmen, die man mit verschiedenen Halbmessern zwischen dem Einspannungspunkt der Wand und der Unterkante Ankerplatte schlägt. Die Untersuchung des ungünstigsten Falles unter diesen kreisförmig angenommenen Gleitflächen würde dann in der gleichen Weise und unter den gleichen Annahmen erfolgen können, wie es oben mehrfach beim passiven Erddruck und bei der Tragfähigkeit des Baugrundes durchgeführt ist (vergl. S. 144 und Abb. 69 u. 70).

In Abb. 154 ist in gleicher Weise die Bewegung der Erdteilchen beim Nachgeben der Verankerung vorgeführt für den Fall, daß die Ankerplatte

noch weiter zurückliegt. Die Ankerlänge beträgt hier etwa 30 cm, das ist etwa die doppelte Länge der freistehenden Höhe der Spundwand. Das Bild zeigt für diesen Fall deutlich zwei getrennte Gleitflächen zwischen Ankerplatte und Spundwand. Die Ankerplatte hat die Erde links vor sich hochgeschoben (passiver Erddruck), während die Erde rechts von ihr nachgerutscht ist (aktiver Erddruck). Der größtmögliche Widerstand der Ankerplatte kann für sich allein berechnet werden. Ebenso kann die Spundwand einschließlich des Ankers für sich allein berechnet werden, da sich die Gleitfläche des aktiven Erddruckes rechts voll bis zur Oberfläche hat auswirken können. Die Gleitfläche des aktiven Erddruckes reicht hier bis über die Hälfte der Spundwandtiefe unter den davorlagernden Boden, ebenso links der Spundwand die Gleitfläche des passiven Erddruckes. Der Drehpunkt der Spundwand beim Nachgeben der Verankerung liegt hier augenscheinlich noch tiefer als die Spundwandspitze.

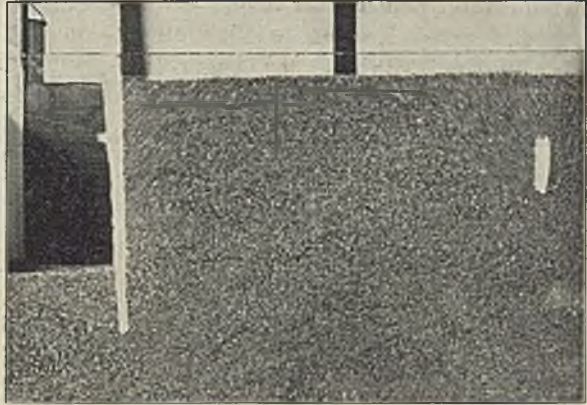


Abb. 154. Bewegung der Erdteilchen beim Nachgeben der Verankerung mit langem Anker.

Damit mögen die bildenden Vorführungen der Bewegungsvorgänge in der Erde beim Nachgeben eines Bauteiles abgeschlossen sein. Aus allen geht die Richtigkeit der wissenschaftlichen Überlegungen und die praktische Berechtigung der angegebenen Näherungsrechnungen mit Deutlichkeit hervor.

Schlußsatz.

Zum Schlusse des Buches möge noch einmal der Leitgedanke aller Ausführungen hervorgehoben werden. Bei Lösung von Erddruckaufgaben kommt es weniger auf eine genaue ziffernmäßige Berechnung an, als vielmehr auf eine sorgfältige Untersuchung des in Betracht kommenden Erdbodens und auf eine genaue Überlegung der Bewegungsmöglichkeit des Bauwerkes, sowie der Bewegungswahrscheinlichkeit der Bauwerksteile und der Erde für den Fall, daß der untersuchte Bauteil bricht oder nachgibt. Wenn man die Untersuchung in dieser Weise ausführt, dann werden die Ergebnisse auch bei Anwendung von Näherungsrechnungen hinreichend mit der Wirklichkeit übereinstimmen und genügende Sicherheit bieten. Sie werden besser sein als scheinbar genaue Durchrechnungen mit Differentialgleichungen, denen die richtigen Grundlagen der Wirklichkeit fehlen.

ABSCHNITT IX.

Literaturnachweis.⁴²⁾

Einheitlich durchgeführte Zeitschriften-Abkürzungen:

- Ann. P. Chss. = Annales des Ponts et Chaussées.
 Ann. tr. Belg. = Annales des travaux publics de Belgique.
 Baulng. = Der Baulingenieur.
 B. u. E. = Beton u. Eisen.
 D. Bauztg. = Deutsche Bauzeitung.
 Eng. News = Engineering News.
 Eng. Rec. = Engineering Record.
 Eng. News-Rec. = Engineering News-Record.
 Gén. Civ. = Le Génie Civil.
 Org. Eisenbahn = Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens.
 Proceedings = Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
 Schweiz. Bauztg. = Schweizerische Bauzeitung.
 T. d. Travaux = La Technique des Travaux.
 Z. d. OeI.A.V. = Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.
 Z. d. Arch.- u. Ing.-Ver. = Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins Hannover.
 Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. = Zeitschrift für Architektur und Ingenieur-Wesen.
 Z. d. V.d.I. = Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.
 Z. ang. Math. = Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik.
 Z. f. Bauwes. = Zeitschrift für Bauwesen.
 Ztrbl. d. Bauv. = Zentralblatt der Bauverwaltung.

A. Erddruck und Erdwiderstand.

- Audoy, Note additionelle . . . Mém. de l'Officier de Génie 1832, S. 349.
 Auerbach, Über das Gleichgewicht pulverförmiger Massen. Annalen der Physik 1901, S. 140.
 Bell, The lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations. Minutes Proceedings Bd. 195, S. 233.
 Boussinesq, Sur les modes d'équilibre limite les plus simples, que peut présenter un massif sans cohésion fortement comprimé. C. R. 1874 (80), S. 546.
 Boussinesq, Essai théorique sur l'équilibre de l'élasticité des masses pulvérulentes et sur la poussée des terres sans cohésion. Bruxelles. Mém. couronn. 40 (1876), Nr. 4.
 Brandt, Die Grenzen der Gültigkeit der Erddrucktheorien von Rankine und Coulomb. Bautechnik 1926, Heft 52.
 Braune und Feld, Eng. News-Rec. 1921, Nr. 8.
 Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. I bis III. Berlin 1927/30, Wilh. Ernst & Sohn.
 Buchwald, Auflasten bei Erddrucker mittlungen, Ztrbl. d. Bauv. 1916, S. 563; 1917, S. 346; 1918, S. 301 u. 314.
 Buchwald, Erddruck bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung. B. u. E. 1919, S. 21 u. 90.
 Buchwald, Bestimmung der Gleitflächen bei Erddrucker mittlungen. Bautechnik 1924, S. 546.
- Buisman, Einige Versuchsmethoden zur Bestimmung des inneren Reibungswiderstandes von Erdarten. De Ingen. 1928, Heft 21, S. 135 bis 145.
 Buisman, Is de grondruktheorie von Coulomb een platte — glijdvaktheorie. De Ingen. 1930, Heft 20.
 Concière, Note sur la poussée des terres. Ann. P. Chss. (4) 19, 1870, S. 547.
 Coulomb, Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mém. Acad. R. prés. p. div. sav. T. VII, 1773, Paris 1776.
 Coulomb, Théorie des machines simples. Paris 1821.
 Diesbach, Graphische Bestimmung des Erddruckes. Rechnungsverfahren unter Anwendung der Methode Résal. Schweiz. Bauztg 1928, Bd. 9.
 Dörr, Bemerkungen zu den Versuchen über den Erdwiderstand, die Prof. Franzius ausgeführt hat . . . Baulng. 1924, Heft 17.
 Drechsel, Erddruckformeln. Baulng. 1930, Heft 38 u. 46.
 Ehrenberg, Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin. Bautechnik 1929, Heft 2, S. 21 bis 24.
 Engels, Über Erddruck in Försters Taschenbuch für Bauingenieure.
 Engeßer, Geometrische Erddrucktheorie. Z. f. Bauwes. 1880, S. 189.
 v. Exner, Über den Druck in Sandhügeln. Wiener Akadem. Berichte, Bd. 133, 1924, Heft 7/8.
 Färber, Neue Lösung des Erddruckproblems. D. Bauztg. 1917, Mitt. über Eisenbau, S. 10 u. 75.

⁴²⁾ Der Literaturnachweis ist möglichst vollständig zusammengestellt, um den Lesern für etwaige weitere Studien das Aufsuchen der bisherigen Arbeiten zu erleichtern und ihnen die Möglichkeit zu verschaffen, auch andere Auffassungen kennenzulernen, die von dem in dem vorliegenden Buche vertretenen Standpunkte abweichen. Es wird aber durch die Aufnahme eines Buches oder einer Arbeit in den Literaturnachweis keine Gewähr für die Güte derselben übernommen. Der Verfasser war auch gar nicht in der Lage, alle in diesem Nachweis aufgeführten Arbeiten selbst zu lesen.

- Feld, History of the development of lateral earth pressure theories. Proceedings of the Brooklyn engineers' club. Januar 1928, S. 61 bis 104.
- Fellenius, Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion. Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.
- Föppl, Versuche über die Elastizität des Erdbodens. Ztrbl. d. Bauv. 1897, S. 276.
- Forchheimer, Über den Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Innern trockenen Sandes. Dissertation. Tübingen 1883.
- Forchheimer, Über den Sanddruck. Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 24.
- Forsell, Erddruck, ein Elastizitätsproblem. Huldigungsschrift für J. G. Richard, Stockholm.
- Franke, Die Inneren Kräfte eines durch Ebenen begrenzten Erdkörpers mit Anwendung auf die Ermittlung des Druckes gegen Stütz- und Druckwände. Z. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1888.
- Franke, Erddruck. Z. f. Bauwes. 1901, S. 639.
- Franzius, Vereinfachung der Erddruckberechnungen. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1918, S. 185.
- Franzius, Versuche mit passivem Erddruck. Bauing. 1924, Heft 10.
- Franzius, Erddruckversuche im natürlichen Maßstabe. Jahrb. d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1927, Abschn. III, S. 128 unten, Abb. 7.
- Franzius, Der Grundbau. Berlin 1927.
- Freund, Neue Ergebnisse in der Erddrucktheorie. Ztrbl. d. Bauv. 1920, S. 625.
- Freund, Neue Untersuchungen über Erddrucktheorie. Z. f. Bauwes. 1921, S. 48.
- Freund, Der Spannungszustand in loser Erde. Ztrbl. d. Bauv. 1921, S. 589 u. 601; 1922, S. 599.
- Freund, Untersuchungen der Erddrucktheorie von Coulomb. Bautechnik 1924, Heft 12.
- Frontard, Cycloïdes de glissement des terres. Comptes rendues hebdomadaires de l'Académie des Sciences 1922, S. 526 bis 529.
- Frontard, Logoides de glissement des terres. Comptes rendues hebdomadaires de l'Académie des Sciences 1922, S. 740 bis 742.
- Frontard, Loi de la hauteur dangereuse des talus argileux. Comptes rendues hebdomadaires de l'Académie des Sciences 1922, S. 930 bis 933.
- Gauthey, Dijon, Nouv. Mém. 1784/85.
- Goodrich, Trans. of the Amer. Soc. of Civ. Eng. 1904/05, S. 322.
- Guilhelm, Mémoire sur la poussée des terres avec ou sans surcharge. Ann. P. Chss. 1885, I, S. 319.
- Hagen, Untersuchungen über den Druck und die Reibung des Sandes. Annal. Physik Chemie 28 (1833), S. 316.
- Hofmann, Erddrucktheorie. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1911, S. 457.
- Jacoby, Zur Erddrucklehre. Ztrbl. d. Bauv. 1918, S. 81.
- Jaeger, Erdwiderstand unter dem Einfluß von Seitenwänden. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.
- Jenkin, The pressure exerted by granular Material, an application of the principles of Dilatancy. Proc. of the Royal Soc. Series A. Vol. 131 Nr. A 816, April 1931.
- Kammüller-Kann, Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddrucktheorie. Zeitschrift und Erwiderung. Bautechnik 1928, Heft 36.
- Kann, Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddrucktheorie. Bautechnik 1928, Heft 14.
- Kann, Antrittsrede an der Braunschweiger Hochschule. Ztrbl. d. Bauv. 1928, Heft 13, S. 213.
- Kann, Neue Wege in der Erddruckforschung. Ztrbl. d. Bauv. 1928, Heft 13.
- Kann, Erddruck, Futter- und Stützmauern. Sammlung Göschen. Berlin 1929.
- v. Karman, Elastische Grenzprobleme (Erddruck, Plastizität). Verhandlung des internat. Kongresses für technische Mechanik. Zürich 1926.
- Mac Kella, Eng. Rec. 1907, 17. August.
- Knoke, Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck. Bautechnik 1925, S. 120.
- Köszeg, Versuche über den Seitendruck der Erde. Wien 1828.
- Kötter, Problem der Erddruckbestimmung. Verhandlung der Physikalischen Gesellschaft. Berlin 1888, 1.
- Kötter, Die Entwicklung der Lehre vom Erddruck. Jahresbericht der Deutschen Mathematiker-Vereinigung 1893, S. 77.
- Kötter, Der Bodendruck von Sand . . . Journal für Mathematik 120 (1899), S. 189.
- Kötter, Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Flächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Bericht der Berliner Akademie der Wissenschaften 1903, S. 229. und Z. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1908, S. 55.
- Kötter, Über den Druck von Sand . . . Bericht der Berliner Akademie der Wissenschaften 1909, S. 493.
- Krey, Praktische Beispiele zur Bewertung von Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. Z. f. Bauwes. 1912, S. 95.
- Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Berlin 1918, Wilh. Ernst & Sohn.

- Krey-Freund, Neuere Ergebnisse der Erddrucktheorie. Ztrbl. d. Bauv. 1921, S. 269.
- Krey, Betrachtungen über Größe und Richtung des Erddruckes. Bautechnik 1923. Heft 24, S. 219; Heft 27, S. 279.
- Krey, Die Widerstandsfähigkeit des Untergrundes und der Einfluß der Kohäsion bei Erddruck und Erdwiderstand. Bautechnik 1924, S. 462.
- Krey, Gebrochene und gekrümmte Gleitflächen bei Aufgaben des Erddruckes. Bautechnik 1926, Heft 19.
- Lenk, Der Ausgleich des Gebirgsdruckes in großen Täufen beim Berg- und Tunnelbau. Berlin 1931, J. Springer.
- Leon, siehe Willhelm.
- Malkwitz, Die Schubfestigkeit loser und bindiger Böden. Dissertation, Hannover 1930.
- Meem, Über Erddruck und die Aussteifung von Baugruben und Tunneln. Proceedings 1907, S. 599, 1000 u. 1117 und Eng. Rec. 1907, S. 528.
- Mohr, Beiträge zur Theorie des Erddruckes. Z. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871, S. 344; 1872, S. 67 u. 245.
- Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik. Abhandlung VI, 3. Aufl. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.
- Mohr, Eine neue Theorie des Erddruckes. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1907, S. 441.
- Mohr, Theorie des Erddruckes auf Stützmauern. Schweiz. Bauztg. 1910.
- Möller, Erddrucktabellen 1922. (Hierselbst weitere Literatur.)
- Möller, Über die Größe des passiven Erddruckes. Bauing. 1924, Heft 17.
- Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern. Leipzig 1906, A. Kröner.
- Müller-Breslau, Bemerkungen über die Berechnung des Erddruckes auf Stützmauern. Z. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1908, S. 43.
- Neményi, Neuere bodenphysikalische und erdbaumechanische Forschungsergebnisse in den nordischen Ländern. Z. f. Bauwes. 1929, Heft 9/10.
- Pasternak, Eine rein geometrische Darstellung der Coulombschen Erddrucktheorie. Schweiz. Bauztg. 1929, Heft 18.
- Petermann, Neuere amerikanische Erddruckversuche. Ztrbl. d. Bauv. 1924, S. 45.
- Petermann, Der Druck im Innern von Walzen und Kugelschüttungen. Ein Beitrag zur Erddruckfrage. Ztrbl. d. Bauv. 1927, Heft 51.
- Petersen, Grenzzustände des Erddruckes auf Stützmauern. Bauing. 1925, Heft 13, auch Sonderabdruck.
- Petersen, Erddruck auf Stützmauern. 1924.
- Prandtl, Zur Härte plastischer Körper. Z. ang. Math. 1921, S. 15.
- Ramisch, Neue Versuche zur Bestimmung des Erddruckes. Z. d. OeIAV 1911, S. 233 u. 423.
- Rankine, On the stability of loose earth. Phil. Trans. London (147) 1857, S. 9.
- Rankine, Manual of applied mechanics, London.
- Ravier, Allgemeine Formeln für die Bestimmung des Erddruckes und Erdwiderstandes. Gen. Civ. 1929, Bd. 95, Heft 24.
- Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern mit besonderer Rücksicht auf das Bauwesen. Wien 1875.
- Redlich-Terzaghi-Kampe, Ingenieurgeologie, 1929.
- Reich, Der Erdbau, I. Teil, 1925.
- Reißner, Theorie des Erddruckes. Enzyklopädie der math. Wissenschaften 4, IV, 28, S. 387. Leipzig 1909, Teubner.
- Reißner, Zum Erddruckproblem. Sitzungsberichte der Berliner Math. Gesellschaft XXIII, 30. 4. 1924, S. 14.
- Reißner, Zum Erddruckproblem. Verhandl. des Internat. Kongresses für technische Mechanik. Delft 1924.
- Résal Poussée des terres, 1^e Partie: Stabilité des murs de soutènement; 2^e Partie: Théorie des terres cohérentes. Paris 1910.
- Ritter, Theorie des Erddruckes auf Stützmauern. Schweiz. Bauztg. 1910, S. 53, 197 u. 315.
- Safir, Erddrucktrajektorien. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1906, S. 533.
- Schmidtman, Neuere Wege in der Anwendung der alten Erddrucklehre. Bauing. 1924, Heft 15.
- Schubert, Erddrucktabelle. Bauing. 1930, Heft 7.
- Schultze, Gekrümmte Erdgleitflächen. B. u. E. 1915, S. 285.
- Schultze, Der Grundbau. I. Der Baugrund und die Baugrube. Sammlung Göschen, Berlin u. Leipzig 1928.
- Senft-Freund, Neue Ergebnisse der Erddrucktheorie. Ztrbl. d. Bauv. 1921, S. 270.
- Streck, Beitrag zur Frage des passiven Erddruckes. Bauing. 1926, S. 32.
- Streck, Erddruckversuche in Amerika und ihre Bedeutung für die Erddrucktheorie. Ztrbl. d. Bauv. 1926, Heft 19.
- Streck, Die Frage der Grundwerte bei der Erddruckberechnung. Bautechnik 1926, Heft 29.
- Syffert, Erddrucktafeln. Berlin 1929, J. Springer.
- v. Szily, Beiträge zur Coulombschen Lehre des Erddruckes. Z. d. Verbandes Deutscher Arch.- und Ing.-Vereine 1914, S. 303.

- Terzaghi, Die Theorie der hydrodynamischen Spannungsercheinungen und ihr erdbautechnisches Anwendungsgebiet. Verhandl. des Internat. Kongresses für technische Mechanik. Delft 1924.
- Terzaghi, Eng. News-Rec. 1925, Nr. 19, 20, 23, 25, 26, 27, 29.
- Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig u. Wien 1925, F. Deuticke. (Hierselbst sehr viele weitere Hinweise.)
- Trecka, Die phys. Eigenschaften des Bodens. Prag 1909.
- Trenka, Eine Studie über einige phys. Eigenschaften des Bodens. Int. Mitt. für Bodenkunde 4, 1914.
- Upson, Proceedings 1909, S. 494 (Dezember).
- Versluys, Kanteekeningen bij de Erdbaumechaniek van K. Terzaghi. De Ingen. 1926, S. 293.
- Weingarten, Vortrag über Erddruck. Z. f. Bauwes. 1869.
- Westerberg, Erddruck in Bodenarten mit Kohäsion. Tekn. Tidskrift 1921, Heft 3 bis 5.
- Weyrauch, Zur Theorie des Erddruckes. Z. f. Baukunde 1878, S. 193.
- Weyrauch, Theorie des Erddruckes auf Grund der neueren Anschauungen. Allgemeine Bauzeitung, Wien 1881.
- Weyrauch, Erddrucktrajektorien. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1905, S. 463; 1906, S. 533.
- Winkler, Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte der Theorie des Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche. Wien 1872.
- Winkler, Über Erddruck auf gebrochene und gekrümmte Wandflächen. Ztrbl. d. Bauv. 1885.
- Wollny, Forschungen auf dem Gebiete der Agrilkulturphysik, 1898.

B. Stützmauern.

- Agatz, Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung von Kajemauern auf hohem Pfahlrost. Bautechnik 1930, Heft 12.
- Agatz, Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung Nordschleuse Bremerhaven. Bautechnik 1930, Heft 25.
- Ayrten, Stützmauern. Concrete London 1930, Heft 1.
- Berrer, Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern im weichen Lehmboden. Bautechnik 1925, S. 728.
- Boosma, Die Entwicklung des Kaimauerbaues in Rotterdam. Jahrb. d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1927. Abschn. III, S. 128.
- Christiani, P., Eine Entwurfsformel für Stützmauern. Bauing. 1930, Heft 39.
- Cramer, Die Gleitfläche des Erdprismas und der Erddruck gegen geneigte Stützwände. Z. f. Bauwes. 1879, S. 521.
- Crämer, Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. Bautechnik 1925, S. 627; Besprechung Bautechnik 1926, Heft 10.
- Crämer, Hilfsmittel zur wirtschaftlichen Bemessung von Winkelstützmauern. Bauing. 1926, Heft 19.
- Craemer, Tafeln zur Bemessung von Stützmauern und von Widerlagern für Balkenbrücken. Ztrbl. d. Bauv. 1930, Heft 49, S. 847.
- Donath, Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände. Z. f. Bauwes. 1891.
- Elwitz, Die Sicherheit von Mauern und verwandten Tragwerken gegen Erd-, Wind- und Wasserdruck. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1913, S. 5.
- Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.
- Engels, Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörpern. Z. f. Bauwes. 1896.
- Engelber, Neuere Versuche über die Richtung und Größe des Erddruckes gegen Stützwände. D. Bauztg. 1893, S. 325.
- Engelber, Untersuchungen über den Erddruck auf Stützmauern mit gerader und gekrümmter Rückwand und die Erddrucktheorie. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1908, S. 77.
- Engelber, Versuche über den Erddruck gegen Stützwände. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1919, Nr. 5, S. 173.
- Eytelwein, Praktische Anwendung zur Wasserbaukunst, Heft 13, S. 173, Berlin 1820.
- Francais, Recherches sur la poussée des terres, sur la forme et les dimensions des revêtements et sur le talus d'excavation. Mém. de l'Off. du génie 1820, S. 157.
- Fellenius, Der Kairutsch in Göteborg. Tekn. Tidskrift 1916.
- Gaber, Die wirtschaftlichste Höhe einer Futtermauer. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1912, S. 22.
- Gullander, Theorie der Pfahlgründungen. Bearbeitet von W. Habicht. Bautechnik 1928, S. 818.
- Häseler, Stütz- und Futtermauern. Im Handbuch der Ing.-Wissenschaften I, Bd. II, Leipzig.
- Hasse, Zur Vereinheitlichung der Berechnung von Stützmauern. Verk. Woche 1929, Heft 49.

- Hedde, Einflußlinien zur statischen Untersuchung der Grundbauwerke (Kaimauern, Pfahlrost usw.). Baulng. 1929, Heft 1.
- Holderness, Erddruck gegen Pfahlbohlwerke. Dock and Harbour 1926, Juniheft.
- Keppler, Erddruck auf Parallelfügel. Bautechnik 1925, S. 404.
- Kittel, Erddruck gegen Uferbohlwerke. Bautechnik 1926, Heft 28.
- Lang, Zur Bestimmung des Erddruckes auf Stützmauern nach Leygue. Rigaische Industriezeitung 1888, Nr. 14.
- Lauterbach, Die Kleinstabmessungen von Winkelstützmauern. Baulng. 1926, Heft 50; D. Bauztg. 1926, Heft 16.
- Leygue, Nouvelles recherches sur la poussée des terres et le profil de revêtement le plus économique. Ann. P. Chss. 1885, II, S. 788.
- Malevé, Über den Erddruck gegen Stützmauern. Ann. tr. Belg. 1906, S. 283.
- Mörsch, Die Berechnung von Winkelstützmauern. B. u. E. 1925, S. 327.
- Mörsch, in Wayss & Freytag-Festschrift, 1925.
- Petterson, Die Kaimauerrutschung in Gothenburg. Tekn. Tidskrift 1906, S. 289.
- Poncelet, Mém. sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations. Mém. de l'Off. du génie (13) 1840.
- Sainflou, Berechnung von Kaimauern. Gén. Civ. 1924, Nr. 19.
- Schultze, Erddruck auf Winkelstützmauern. Ztrbl. d. Bauv. 1916, S. 198.
- Taaswell, Retaining walls, their design and construction. New York 1920.
- Terzaghi, The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of Retaining walls. Public Roads, Dezember 1929, Vol. 10, Nr. 10, S. 177.
- Weyrauch, Über den Erddruck unter dem Grundwasserspiegel gegen Kaimauern. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1906, S. 757, und De Ingen. 1906, S. 722.
- v. Willmann, in Esselborns Lehrbuch des Tiefbaues.

C. Baugrund und Fundamente.

- l'Allemand, Flachgründungen auf schlechtem Boden. Baulng. 1930, Heft 11/12.
- Ascher, Erfahrungen bei der Fundierung von Stauauern im Hochgebirge. Wkr. u. Ww. 1929, Heft 23.
- Backofen, Druckverteilung im Boden. Ztrbl. d. Bauv. 1927, Heft 41.
- Bell, The lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations. Minutes Proc. Civ. Eng. Bd. 195, S. 233.
- Bernhard, Baugrundbelastung. Ztrbl. d. Bauv. 1899, S. 268; 1907, S. 78.
- Bernhard, Aus der Praxis der Maschinen Gründung. Z. d. VdI 1930, Nr. 37.
- Bernhard, Versteinerung loser Bodenarten im Grundbau. Baulng. 1930, Heft 11/12, S. 202.
- Bierbaumer, Vorschläge für die Beurteilung von Flach- und Pfahlgründungen. Z. d. OelAV 1929, Heft 19/20 u. 27/28.
- Burkhardt, Die Aufschließung des Untergrundes. Bautechnik 1931, Heft 17, S. 247.
- Crämer, Zur praktischen Statik der Kranbahnfundamente. Baulng. 1925, S. 527.
- Crämer, Kritik der Berechnung von Kreisfundamenten. B. u. E. 1925.
- Crämer, Das Problem der kreisplattenartigen Stützenfundamente. B. u. E. 1926.
- Crämer, Der Einfluß nach dem Rande abnehmender Stärke auf die Tragfähigkeit von Kreisplattenfundamenten. B. u. E. 1928.
- Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.
- Emperger, Die zulässige Belastung des Baugrundes. Bautechnik 1926, Heft 16, S. 226.
- Engelber, Theorie des Baugrundes. Ztrbl. d. Bauv. 1893, S. 306.
- Eytelwein, Praktische Anwendung zur Wasserbaukunst, Heft 13, S. 137, Berlin 1820.
- Faatz, Ist die Bettung elastisch? Org. Eisenbahn 1930, Heft 14.
- Fellenius, Erdstatische Berechnungen für senkrechte Last auf waagerechter Bodenfläche unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Norrköping 1929.
- Fischer, Ergebnis von Baugrundprüfungen. Z. d. OelAV 1930, Heft 27 bis 32.
- Föppl, Versuche über die Elastizität des Erdbodens. Ztrbl. d. Bauv. 1897, S. 276.
- Franzlus, Der Grundbau Berlin 1927.
- Freund, Erweiterte Theorie für die Berechnung von Schleusenböden und ähnlichen Gründungskörpern. Z. f. Bauwes. 1927, Heft 7 bis 9 und 10 bis 12.
- Freund, Theorie der gleichmäßig elastisch gestützten Körper. B. u. E. 1917 u. 1919.
- Fritz, Einflußfläche des biegefesten Balkens auf elastischer Bettung. B. u. E. 1930, S. 442.
- Fröhlich, Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Z. f. Bauwes. 1915, S. 631.

- Gain, Die experimentellen Untersuchungen über die Tragfähigkeit des Untergrundes und die mathematische Behandlung ihrer Ergebnisse. T. de Travaux 1931, Nr. 7, S. 437 bis 447.
- Geller, Beitrag zur Berechnung von Fundamenten. Bauing. 1925, Heft 1.
- Gerber, Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Promotionsarbeit, Zürich 1927.
- Gile u. Goldbeck, Untersuchungen über die Tragfähigkeit des Bodens. Proceedings, Mai 1925.
- Glennan Gilboy, Soil mechanics research. Proceedings, Oktober 1931.
- Hackstroh, Theorie über Flächengründung. De Ingen. 1928.
- Hackstroh, Tragfähigkeit von Bodenschichten bestehend aus Sand oder anderem körnigen Material, der Eisenbahnunfall bei Wernigerode. De Ingen. 1927.
- Haswell, Formel für die Tragfähigkeit. Proceedings, Mai 1899, S. 280; September 1899, S. 539.
- Hayashi, Theorie des Trägers auf elastischen Unterlagen. Berlin 1921.
- Hedde, Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerks gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey. Bautechnik 1929, Heft 21.
- Heim, Belastungsversuche auf kohäsionslosen Böden mit großen Grundkörpern. B. u. E. 1929, Heft 6.
- Heinrich, Über die Ausbreitung von Bodenschwingungen in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes. Bautechnik 1930, Heft 51.
- Hertwig, Die dynamische Bodenuntersuchung. Bauing. 1931, Heft 26.
- Hugi, Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Promotionsarbeit, Zürich 1927.
- Hultin, Kiesschüttungen für Kaimauerbauten. Tekn. Tidskrift 1910, S. 292.
- Hunke, Chinesische Gründungsarten. Bautechnik 1929, Heft 14.
- Jankowski, Widerstand der Gründungen. Zeitschr. des Ministeriums der Verkehrsanstalten 1889 und Fortschritte der Mathematik (21) 1889, S. 888.
- van Iterson, Die Tragfähigkeit des Baugrundes, Theorie der Gründung auf gewachsenem Boden. Bauing. 1928, Heft 47.
- van Iterson, Das Tragvermögen des Baugrundes. De Ingen. 1928, Heft 38.
- Kafka, Praktische Erfahrungen über künstliche Fundierungen in verbauten Stadtgebieten Österreichs. Z. d. OeIAV 1910.
- Kayser, Belastungsversuche für die Tragfähigkeit von Pfeilerbauten in Sandböden. Bautechnik 1924, S. 670.
- Kögler, Über die Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern. Bauing. 1926, S. 101.
- Kögler, Über Baugrund-Probepbelastungen. Alte Verfahren — neue Erkenntnisse. Bautechnik 1931, Heft 24.
- Kögler, Die Belastung des Baugrundes. Bauing. 1927, Heft 44.
- Kögler u. Scheidig, Druckverteilung im Baugrund I. Die Ergebnisse neuer Versuche. Bautechnik 1927, Heft 29 u. 31; 1929, Heft 18; 1929, Heft 52.
- Kögler u. Scheidig, Druckverteilung im Baugrund II. Rechner. Verfahren zur Ermittlung auf Grund neuer Versuchsergebnisse. Bautechnik 1928, Heft 15 u. 17.
- Kreuter u. Brik, Zur Frage der Tragfähigkeit des Bettungsmaterials vom Eisenbahnoberbau. Ztrbl. d. Bauv. 1885.
- Krey, Erdruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. 3. Aufl., Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.
- Kuhnke, Neues chem. Verfahren zur Verfestigung des Baugrundes. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 137.
- Künzel, Baupollzeil. Gesichtspunkte für das Entwerfen von Gründungen. Ztrbl. d. Bauv. 1926, Heft 50.
- Kurdjumoff, Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden. Zivilingenieur 1892, S. 294.
- Lang, Erstmalige praktische Großanwendung des chemischen Versteinerungsverfahrens usw. (Düsseldorf). Bauing. 1930, Heft 24 u. 25.
- Mensch, Rechnerisch ermittelte und gemessene Schwingungszahlen an neuen Turbinenfundamenten (Pfahlrost). Bauing. 1928, Heft 9.
- Müller, Schwingungen von Fundamenten rotierender Maschinen. Bauing. 1929, Heft 13.
- Müller, Schwingungen von Fundamenten rotierender Maschinen, Beobachtungsversuche eines Modellversuches und Vergleich desselben mit der Theorie. Bauing. 1928, Heft 25.
- Müller-Breslau, Versuche mit eingegrabenen Fundamentplatten. Bauing. 1929, Heft 15.
- Nemesek, Die Druckverteilung in kohäsionslosen Massen. Org. Eisenbahn 1929, Heft 18/19.

- Neményi, Theorie durchlaufender trägerloser Fundamentstreifen auf elastischer Bettung. B. u. E. 1928, S. 448.
- Neményi, Tragwerke auf elastisch nachgiebiger Unterlage. Z. ang. Math. 1931, Bd. 11, Heft 6.
- Otto, Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung für den Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Bautechnik 1931, Heft 27/28.
- Pasternack, Baustatische Theorie biegefechter Balken und Platten auf elastischer Bettung. B. u. E. 1926, S. 163.
- Pasternack, Die praktische Berechnung biegefechter Kugelschalen, kreisrunder Fundamentplatten auf elastischer Bettung usw. Z. ang. Math. 1926.
- Pihera, Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit. Wien 1928, Jul. Springer.
- Plarre u. Detig, Der Ostpfeiler der Kanalbrücke des Schiffshebewerkes Niederfinow und die an ihm durchgeführten Bodendruckversuche. Bautechnik 1930, Heft 45/46.
- Poncelet, Mém. sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations. Mém. d. l'Off. du Génie (13) 1840.
- Prager, Zur Theorie elastisch gelagerter Konstruktionen. Z. ang. Math. 1927, Heft 5.
- Preß, Einfluß von Grundwasserstandsveränderungen und Preßluftwirkungen auf die Tragfähigkeit von Feinkiesen verschiedener Dichte. Bauing. 1931, Heft 3.
- Preß, Baugrundbelastungen mit Flächen verschiedener Größen. Bautechnik 1930, Heft 42.
- Preß, Baugrundbelastungsversuche mit Flächen gleicher Größe, jedoch verschiedener Form. Bautechnik 1931, Heft 50.
- Preß, Baugrunduntersuchungen und ihre Beurteilung. Ztrbl. d. Bauv. 1930, Heft 31.
- Preß, Druckverteilung im Baugrund. Bauing. 1929, Heft 32.
- Ransome, Die Bodenkunde und ihre Beziehungen zum Bau hoher Staumauern. Eng. News-Rec. 1928, Heft 18.
- Rausch, Richtige und fehlerhafte Maschinen Gründungen, theoretische Grundlagen. Z. d. VdI 1931, Nr. 34.
- Rausch, Beitrag zur Schwingungsberechnung von Dampfturbinenfundamenten. Bauing. 1927, Heft 28.
- Rausch, Berechnung von Maschinenfundamenten als elastisch gestützte schwingende Scheiben. Bauing. 1930, Heft 13/14.
- Rausch-Wingarter, Zur Schwingungsfrage. Bauing. 1927, Heft 50.
- Redlich-Terzaghi-Kampe, Ingenieurgeologie, 1929.
- Reich, Der Erdbau, I. Teil, 1925.
- Safir, Erddrucktrajektorien. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1906, S. 533.
- Schaechterle, Probebelastungen in Friedrichshafen zur Erkundung der Tragfähigkeit des Baugrundes. Bautechnik 1930, Heft 36.
- Scheidig, Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrundforschung. Bautechnik 1931, Heft 19/20. Siehe hierzu auch die Zuschriften von Freund und Schleicher. Bautechnik 1931, Heft 42.
- Scheidig, Die Verteilung senkrechter Drücke in Schüttungen. Dissertation 1926.
- Schleicher, Zur Theorie des Baugrundes. Bauing. 1926, Heft 48/49.
- Schleicher, Über Kreisplatten auf elastischer Grundlage. Berlin 1925.
- Schleicher u. Sanden, Zur Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage. B. u. E. 1926, S. 83.
- Schmidt, Über Entstehung und Dämpfung von Fundamentalschwingungen. Z. ang. Math. 1923, Heft 3.
- Schmidmann, Beitrag zur Ermittlung von Fundamentpressungen. Stuttgart 1920.
- Schocklitsch, Der Wasserbau. Wien 1930, Jul. Springer.
- Schultze, Bodentragfähigkeit. Z. ang. Math. 1923, Heft 19.
- Schultze, Bodenschwingung und Bauwerk. Ztrbl. d. Bauv. 1928, S. 70.
- Schwarz, Über die wirtschaftliche Ausbildung und die Berechnung polygonaler, ringförmiger Turmfundamente. Bauing. 1930, Heft 20 u. 21.
- Sichardt, Bodenprüfungen nach dem System Wolfsholz-Siemens-Baunion. D. Bauztg. 1929, Nr. 10.
- Sichardt, Erfahrungen mit der chemischen Bodenverfestigung und Anwendbarkeit des Verfahrens. Bautechnik 1930, S. 181.
- Spilker, Horizontale Eigenschwingungen von Turbinenfundamenten bei Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung der Querrahmen. Bauing. 1930, Heft 41.
- Statens, järnvägars geotekniska Kommission 1914 bis 1922. Stockholm 1922.
- Stecher, Untersuchung des teilweise unterhöhlten, sonst gleichmäßig elastisch unterstützten Trägers. Z. f. Bauwes. 1928, S. 305.

- Stegmann, Beitrag zur Schwingungsberechnung und zur Ermittlung der inneren Kräfte von Dampfturbinenfundamenten. Bauing. 1928, Heft 21.
- Stern, Festigkeitsmechanische Prüfungen des Baubodens. Schweiz. Bauztg. 1925, Bd. 85, Heft 16.
- Stern, Belastung des Baugrundes. Ing.-Zeitschrift Deutscher Techniker in C. S. R. 26, Heft 3 u. 4.
- Stern, Moderne Betongrundbautechnik. Bautechnik 1927, Heft 36.
- Stern, Theorie der Tiefschachtgründungen. 1927.
- Streck, Fortschritte auf dem Gebiete der Baugrundforschung. Ztrbl. d. Bauv. 1928, Heft 19.
- Süßenberger, Zur Berechnung der Mastfundamente. Bautechnik 1929, S. 348.
- Terzaghi, Die Erddruckerscheinungen in örtlich beanspruchten Schüttungen und die Entstehung von „Tragkörpern“. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1919, S. 194, 206 u. 218.
- Terzaghi, Die Theorie der hydrodynamischen Spannungserscheinungen und ihr erdbautechnisches Anwendungsgebiet. Verhandl. des Internat. Kongresses für techn. Mechanik. Delft 1924.
- Terzaghi, Eng. News-Rec. 1925, Nr. 19, 20, 23, 25, 26, 27, 29.
- Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig u. Wien 1925, Fr. Deuticke. (Hierselbst sehr viele weitere Hinweise.)
- Terzaghi, The science of foundation — Its present and future, discussion. Proceedings 1929.
- Terzaghi, Simplified soil tests for subgrades and their physikal significance, Publications from the Massachusetts Institute of Technology. Nov. 1926.
- Thein, Seismometrische Stärkebestimmungen von Erschütterungen in der Baupraxis. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 204.
- Vierendeel, Untersuchungen über die Tragkraft lockeren Bodens. T. d. Travaux 1927, Heft 12; 1928, Heft 1.
- Wallis, Der Druck auf Fundamente. Concrete London 1925, Heft 5.
- Weyrauch, Erddrucktrajektorien. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1905, S. 463; 1906, S. 533.
- Wighardt, Über den Balken auf nachgiebigen Unterlagen. Mathematik und Mechanik 1922, Heft 3.
- Wijkerslooth-Iterson, De elasticiteitsmodulus van bouw grond. De Ingen. 1930, Nr. 20.
- v. Willmann, in Esselborns Lehrbuch des Tiefbaues.
- Wingarter, Eigenschwingung von Turbinenfundamenten. Bauing. 1927, Heft 28.
- Wolfsholz, Prüfung des Baugrundes durch Probelastungen. Ztrbl. d. Bauv. 1927, Nr. 46.
- Zeissl, Moderne Grundbautechnik, Teil I: Die Kurzschachtgründungen. Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.
- Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. (1. Aufl., Berlin 1888), 2. berichtigte Aufl., Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

D. Pfähle und Pflahlwerke.

- Berger, Nomographische Darstellung der Sternschen Rammformel. Bauing. 1928, S. 154.
- Brinkmann, Einige Mitteilungen über Probelastungen von Eisenbetonpfählen. De Ingen. 1927, Heft 4.
- Buer, Über Pflahlrammung im Tonboden. Bautechnik 1927, Heft 47.
- Butzer, Druck- und Zugversuche an Eisenbetonpfählen. Bauing. 1924, Heft 13; 1927, Heft 45.
- Colberg, Über die Berechnung der Einzelpfahl-lasten bei einseitig beanspruchten Pfahlgründungen. Der Grund- und Gerüstbau 1924, S. 99.
- Colberg, Bestimmung der Einzelpfahl-lasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten. Bauing. 1925, Heft 1.
- Chopard, Über „Ortpfähle“ unter besonderer Berücksichtigung des Bohrpfahlsystems Michaelis. Schweiz. Bauztg. 1926, Bd. 88, Heft 23.
- Dettmers, Belastungsversuche an hölzernen Rammpfählen in Wesermünde. Z. f. Bauwes. 1930, S. 13.
- Dörr, Tragfähigkeit von Pfählen. De Ingen. 1924, S. 981.
- Dörr, Die Tragfähigkeit der Pfähle. Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn.
- Dörr, Der Widerstand von Pfahlböcken. Bauing. 1923, Heft 21.
- Dörr, Eisenbetonbrücke über die Alb bei Karlsruhe. B. u. E. 1926, S. 415.
- Düll, Der Konuspfahl. Bautechnik 1927, Heft 16.
- Eidmann, Die Tragfähigkeit hölzerner Pfähle. Der Grund- und Gerüstbau 1925, S. 213.

- Emperger, Tragfähigkeit von Beton-Eisenpfählen. Z. d. OeIAV 1902, S. 746.
- Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.
- Eytelwein, Praktische Anwendung zur Wasserbaukunst. Heft 13, Berlin 1820.
- Füllunger, Zur Frage der Betonpfahlgründungen. Z. d. OeIAV 1928, Heft 41/42.
- Forssell, Knicksicherheit von Pfählen und Pfahlgruppen. Aufsatz 10 in der Kgl. Straßen- u. Wasserbauzeitschrift, 75. Jahrg., 1926.
- Franx, Critiek op het berekenen van en paalfundeering. De Ingen. 1931, Nr. 29. (Dasselbst auch ältere Pfahlrostliteratur von W. Fellenius, Eng. News 1913.)
- Franx, De Berekening van en paalfundeering. Polyt. Weekblad 1927, Nr. 25.
- Franzius, Der Grundbau. Berlin 1927.
- Freund, Probelastung hölzerner Ramppfähle. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 218.
- Friedemann, Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Die Erd- und Rammarbeiten. Bautechnik 1931, Heft 29 u. 31.
- Fälscher, Vergleiche von Probelastungen von Pfählen mit der nach den theoretischen Formeln berechneten Tragfähigkeit beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Z. f. Bauwes. 1897, S. 526.
- Geiß, Tragfähigkeit von Pfählen in nachgiebigem Baugrund. Ztrbl. d. Bauv. 1904, S. 162.
- Geiß, Ein Beitrag zum Problem des Ramppfahles. B. u. E. 1911, Heft 20.
- Griffith, The ultimate load on pile foundations. Proceedings Mai 1910, S. 884.
- Gullander, Theorie der Pfahlgründungen. Bautechnik 1928, Heft 54.
- Hansen, Gründung der Neubauten für die Augen- und Frauenklinik der Berliner Universität. Ztrbl. d. Bauv. 1931, Heft 40.
- Hawel, Straight or tapered concrete piles. Eng. News 1909, 25. Februar.
- Hezel u. Wedekind, Hamburgs Hafengebauten auf Waltershof. Bautechnik 1929, Heft 50.
- Hiley, Eine rationelle Rammformel und ihre Auswertung für die Praxis. Engineering 1925, Heft 3100.
- Hultin, Über Berechnungen von Grundpfählung. Ind. Norden 1911.
- Kafka, Über die günstigste Form der Betonpfähle. O. err. Wochenschrift für den öffentl. Bau- dienst 1908.
- Kafka, Über eine ausgeführte Gründung mittels Betonblechrohrpfählen. Z. d. OeIAV 1909.
- Kafka, Praktische Anwendung der Methoden zur Bestimmung der zulässigen Pfahlbelastung. B. u. E. 1909, S. 161, 196 u. 212.
- Kafka, Praktische Erfahrungen über künstliche Fundierungen in verbauten Stadtgebieten Österreichs. Z. d. OeIAV 1910.
- Kafka, Die Berechnung der Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Armierter Beton 1910.
- Kafka, Die Theorie der Pfahlgründung. Berlin 1912, Jul. Springer.
- Krapf, Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Fortschritte der Ing.-Wissenschaften 1906, 2. Gruppe, Heft 12.
- Krause, Pfahlgründungen auf Betonrohren. Concrete Detroit, Juniheft 1925.
- Kreuter-Krapf, Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Leipzig 1906, Engelmann.
- Kunarowski, Zur Frage der Tragfähigkeit hölzerner Ramppfähle. Ztrbl. d. Bauv. 1930, S. 618.
- Künzel, Baupolizeiliche Gesichtspunkte für das Entwerfen von Gründungen. Ztrbl. d. Bauv. 1926, Heft 50.
- Lang, Bodenuntersuchungen, besonders für Rammarbeiten. Bauing. 1927, Heft 10.
- Lang, Einiges über Rammungen. Bauing. 1926, Heft 50.
- Lévy, Formeln und praktische Ergebnisse bei Pfählungen. Z. d. OeIAV 1908, S. 619.
- Lossier, Die Gültigkeit der Rammformeln bei Eisenbetonpfählen. Gén. Civ. 1929, Heft 26.
- Lossier, Tragfähigkeit. Gén. Civ. 1931, Heft 11.
- Lossier, Der Einfluß der Pfahlform auf den Pfahlwiderstand in unnachgiebigen und nachgiebigen Böden. Gén. Civ. 1931, Heft 11.
- Lüdeke, Pfahlgründungen beim Wohnungsbau. D. Bauwes. 1927, Heft 6.
- Mast, Probelastung hölzerner Ramppfähle. (Entgegnung.) Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 293.
- Mast, Gedanken über Baugrundforschung. Bauplanung und Bauwirtschaft. D. Bauztg. 1929, Heft 54.
- Mast, Schwebende Pfahlgründungen? Bauing. 1930, Heft 23.
- Neményi, Pfahlgründung von Brückenpfeilern in teichartigem Ton. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 207.
- Nöckentved, Berechnung von Pfahlrosten. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.
- Ossant, Formeln über Wirkung der Rammen und Tragfähigkeit der Pfähle. Schweiz. Bauztg. 1889, S. 110.

Petterson, Erfahrung von Pfahlproben. Aufsatz 1914 in der Kgl. Straßen- und Wasserbau-Zeitschr., 75. Jahrg., 1926.

Preß, Probelastungen von Bohrpfählen. Ztrbl. d. Bauv. 1931, Heft 32.

Rausch, Zur Frage der Tragfähigkeit von Ramm-pfählen. Bauing. 1930, Heft 30.

Redlich-Terzaghi-Kampe, Ingenieurgeologie. 1929.

Reich, Der Erdbau, I. Teil. 1925.

Schenkelberg, Probelastung hölzerner Ramm-pfähle. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 626.

Schultze, Pfahlrostberechnung. Ztrbl. d. Bauv. 1926, Heft 42.

Schultze, Der Grundbau. I. Der Baugrund und die Baugrube, Sammlung Göschen. Berlin u. Leipzig 1928.

Sprenger, Einige Betrachtungen über die Tragfähig-keit von Holzpählen. De Ingen. 1931, Nr. 12. Stern, Das Problem der Pfahlbelastung. Berlin 1908, Wilh. Ernst & Sohn.

Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysika-lischer Grundlage. Leipzig u. Wien 1925, Fr. Deuticke.

Terzaghi, Die Tragfähigkeit von Pfahlgrün-dungen. Bautechnik 1930, Heft 31 u. 34.

Wex, Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Z. f. Bauwes. 1880, S. 267.

v. Willmann, in Esselborns Lehrbuch des Tief-baus.

Wünsch, Statische Berechnung der Pfahlsysteme. Stuttgart 1927, K. Wittwer.

Zimmermann, Die Rammwirkung im Erdreich. Berlin 1915, Wilh. Ernst & Sohn. (Hierselbst viele weitere Hinweise.)

E. Gewölbe, Stollen, Tunnel usw.

Crämer, Der Einfluß einseitig verschieden-schwerer Hinterfüllung auf elastische Gewölbe. B. u. E. 1924, Heft 12.

Dörr, Erddruck auf die Auskleidung in Stollen und Tunneln. Bautechnik 1924, S. 563.

Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

v. Exner, Über den Druck in Sandhügeln Wiener Akadem. Berichte, Bd. 133, 1924, Heft 7/8.

Fechner, Ribbildungen und Wiederherstellungs-arbeiten an Betonbogenbrücken. Ztrbl. d. Bauv. 1917, S. 578.

Forchheimer, Über den Sanddruck und Be-wegungserscheinungen im Innern trockenen Sandes. Dissertation, Tübingen 1883.

Keppler, Erddruck auf Parallelflügel. Bautechnik 1925, S. 404.

Lauer, Ribbildungen und Wiederherstellungs-arbeiten an Betonbogenbrücken. Ztrbl. d. Bauv. 1917, S. 137 u. 579.

Meem, Über Erddruck und die Aussteifung von Baugruben und Tunneln. Proceedings 1907, S. 599, 1000 u. 1117 und Eng. Rec. 1907, S. 528.

Nolte-Repening, Statische Berechnung von Tieftunneln. Bautechnik 1925, Heft 52.

Schmid, Statisches Problem des Tunnel- und Druckstollenbaues und ihre gegenseitigen Be-ziehungen. Berlin 1926, Jul. Springer.

Willhelm u. Leon, Die Verteilung des Gebirgs-druckes und dessen Störungen durch den Bau tiefliegender Tunnel. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1914, S. 191.

F. Spundwände, Bohlwerke, Fangedämme.

Bärtz, Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel — Datteln. Bautechnik 1929, S. 251 u. 279.

Blum, Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Anker-platten von Bohlwerken. Bautechnik 1929, S. 817.

Blum, Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

Brennecke - Lohmeyer, Der Grundbau, Bd. I u. II. Berlin 1927/30, Wilh. Ernst & Sohn.

Buchholz, Erdwiderstand auf Ankerplatten. Sonderdruck. Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft, Bd. 12, 1930/31.

Ehlers, Beitrag zur statischen Berechnung von Spundwänden unter Berücksichtigung beson-derer örtlicher Verhältnisse. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1910, S. 1.

Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

Franzius, O., Der Grundbau. Berlin 1927.

Franzius, G., Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bohlwerke. Bautechnik 1929, S. 520.

- Freund, Die Berechnung von Bohlwänden nach der Elastizitätstheorie. Z. f. Bauwes. 1919, S. 481.
- Hager, Die Berechnung von Fangedämmen. Wkr. u. Ww. 1931, Heft 14.
- Lohmeyer, Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß, Bautechnik 1927, Heft 2, 4 u. 6.
- Lohmeyer, Die Larssenspundwand mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen. Bautechnik 1928, Heft 21 u. 24.
- Lohmeyer, Die Berechnung verankerter Bohlwände. Bautechnik 1930, Heft 5.
- Luetkens, Berechnung von Spundwänden. Bauing. 1930, Heft 3 u. 25.
- Niebuhr, Die Berechnung von Spundwänden nach Krey. Bauing. 1929, Heft 46.
- Niebuhr, Beitrag zur Berechnung verankerter Bohlwände. Bauing. 1930, Heft 45.
- Niebuhr, Berechnung verankerter Bohlwände. (Bemerkung zu Lohmeyer.) Bautechnik 1930, Heft 49.
- Peter, Über die Lebensdauer von Stahlpundwänden. DWW 1931, Nr. 10.
- v. Ranke, Beitrag zur Berechnung von Spundwänden. Bauing. 1928, Heft 43.
- Ratje, Über den Schnittvorgang im Sande. Forschungsheft 350, VDI-Verlag. Dissertation, Hannover 1930.
- Sprenger, Eenige beschouwingen over de draagkracht van heipalen. De Ingen. 1931, Nr. 12.
- Vierendeel, Schraubenpfähle und ihre Berechnung. (Bautechnik 1928, Heft 9.) Auszug aus Abhandlung in T. d. Travaux 1927.
- v. Willmann, in Esselborns Lehrbuch des Tiefbaues.

G. Wasserbewegung und Wasserdruck im Boden.

- Bieske, Rohrbrunnen. München-Berlin 1929, R. Oldenbourg.
- Donat, Ein Beitrag zur Durchlässigkeit der Sande. Wkr. u. Ww. 1929, S. 225.
- Engels, Über die Größe des Wasserdruckes im Boden. Z. f. Bauwes. 1911, S. 469.
- Hackstroh, Einfluß des Grundwassers auf die Tragfähigkeit der Sandschüttungen. De Ingen. 1903.
- Hackstroh, Thesen betr. den Einfluß von Wasser auf die Tragfähigkeit von Sandeichen und Sandschüttungen. De Ingen. 1919.
- Hackstroh, Das Wasser im Boden. Onze Water-schappen 1927.
- Hackstroh, Merkwürdige Erfahrungen bei der Bestimmung von Grundwasserständen mit Beobachtungsrohren. Bautechnik 1929, S. 863.
- Koch, Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften. 1926.
- Kozeny, Über kapillare Leitung des Wassers im Boden. Wien 1927, Sitzungsbericht der Akadem.-wissenschaftl. Abteilung 2a.
- Kozeny, Wassergehalt und Saugkraft des Bodens. Ww. 1931, Heft 2 u. 4.
- Kozeny, Über die Grundwasserbewegung. Wkr. u. Ww. 1927, S. 67, 86, 103, 120 u. 146.
- Kozeny, Die Begriffe Grundwasser, Haftwasser, Sickerwasser. Wkr. u. Ww. 1928, S. 87.
- Koehne, Grundwasserbewegung bei freiem Spiegel, Fluß- und Kanalsickerung. Wkr. u. Ww. 1931, Heft 3.
- Köhne, Grundwasserkunde. Stuttgart 1928.
- Körner, Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen. Bautechnik 1927, Heft 42.
- Krüger, Grundwasserbewegung. Internat. Mitt. f. Bodenkunde 1918, Bd. VIII, S. 105.
- Marnitz, Über das Verhalten eines schlickhaltigen Sandes bei Durchfluß von Wasser. Bautechnik 1930, S. 679.
- Niebuhr, Die Wirksamkeit künstlich eingebrachter Tonschalen in Kanaldichtungsstrecken. Bautechnik 1930, S. 669.
- Olsen, Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht. Bautechnik 1928, Heft 9.
- Parsons, Der hydrostatische Auftrieb in klüftigen Bodenarten. Proceedings 1928, Aprilheft.
- Pickl, Die Querschnittbemessungen von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material. Bautechnik 1927.
- Preß, Einfluß von Grundwasserstandsveränderungen und Preßlufteinwirkungen auf die Tragfähigkeit von Feinkieseln verschiedener Dichte. Bauing. 1931, Heft 3.
- Reichsbahn, Anweisung der Deutschen Reichsbahn für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (A1B). Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn. Vergl. Ztbl. d. Bauv. 1931, Heft 34.
- Samarin, Die Bestimmung des k -Wertes durch Wasserentnahme. Wkr. u. Ww. 1929, S. 241.
- Schmied, Die Wasserbewegung im Dammkörper. 1928.
- Schoklitsch, Der Wasserbau. Wien 1930, Jul. Springer.

- Schultze-Sichardt, Grundwasserabdichtung. 3. Aufl., Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.
- Sichardt u. Weber, Hydrologische Berechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Bautechnik 1930, Heft 29/30.
- Sichardt, Das Fassungsvermögen von Rohrbrennen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen. Berlin 1928, Jul. Springer.
- Sichardt, Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen. Bautechnik 1924, S. 394.
- Sichardt, Tiefbrunnenpumpen für Grundwasserabsenkungszwecke. Bautechnik 1924, S. 405.
- Stahl, Sohlendruck- und Innendruckmessungen an der Diemel²-Sperrmauer. Ztrbl. d. Bauv. 1931, Heft 53/54.
- Terzaghi, Die Theorie der hydrodynamischen Spannungserscheinungen und ihr erdbautechnisches Anwendungsgebiet. Verhandl. des Internat. Kongresses für technische Mechanik. Delft 1924.
- Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig u. Wien 1925. Hierselbst weitere Hinweise.
- Terzaghi, Versuche über die Viscosität des Wassers in sehr engen Durchgangsquerschnitten. Z. ang. Math. 1924, Bd. 4, S. 107 u. 113.
- Terzaghi, Determination of consistency of soils by means of penetration tests. Public roads. Vol. 7, Nr. 12, Februar 1927.
- Terzaghi, Durchlässigkeit, Setzen und Festigkeit des Tonbodens. Eng. News-Rec. 1925, Heft 21 u. 22.
- Terzaghi, Sickerverluste aus Kanälen. Ww. 1930 Nr. 18/19.
- Versluys, Het beginsel der beweging van het grondwater. Amsterdam 1912.
- Versluys, De capillaire werkingen in den bodem. Amsterdam 1916.
- Versluys, Die Kapillarität im Boden. Internat. Mitt. für Bodenkunde 1917, Heft 3/4.
- Versluys, Condensatie van water in den bodem. Water en Gas 1925, S. 144.
- Versluys, Beweging van water in zand en klei. De Waterstaatsingenieur 1926.
- Versluys, Loopzand en drifzand. De Ingen. 1926, Nr. 29.
- Weber, Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrennen. Berlin 1928, Jul. Springer.
- Weber, Der Einfluß der Baugrubengröße auf die bei Grundwasserabsenkungen zu fördernde Wassermenge. Bauing. 1930, Heft 44.
- Weyrauch, Über den Erddruck unter dem Grundwasserspiegel gegen Kaimauern. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1906, S. 757 und De Ingen. 1906, S. 722.
- Wirtschaftsverband, Bericht der Kommission für Abdichtungen des Schweiz. Wirtschaftsverbandes. Zürich 1927, Arnold Bopp & Co.
- Zippel, Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre (Lappin). Bautechnik 1929, S. 583.
- Zunker, Neue Einblicke in die Wasserführung des Bodens. Kulturtechniker 1926, Heft 2.

H. Dämme und Böschungen.

- Backofen, Die Rutschungen auf der Eisenbahnstrecke Annaberg—Deutsch-Kraven. Verk. Woche 1927, Heft 39.
- Backofen, Gleitflächen bei Rutschungen im Ton. Ztrbl. d. Bauv. 1927, Heft 31.
- Backofen, Die Aufnahme des Schichtenprofils bei Bohrungen für Ingenieurbauten. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 716 u. 734.
- Backofen, Über die Rutschungen in Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. Z. f. Bauwes. 1928, S. 199 u. 235.
- Brenner, Beispiele von Bodenrutschungen infolge Belastung der Dammkrone. Finland Tekniska 1928, Julheft.
- Brenner, Beispiele von Massenverdrängungen durch Bodenbelastung. Helsingfors 1928, Fennia 50, Nr. 19.
- Brenner, Der Bahndamm in Djurgaerden. Tekniska föreningens i Finland förhandlingar, Juli 1925, S. 24.
- Buer, Zur Frage der Ursache von Erdrutschungen. Bauing. 1928, Heft 30.
- Buer, Böschungsrutschungen bei Eisenbahnen. Bauing. 1926, Heft 42.
- Caldenius, Beitrag zur Kenntnis über die Relationen in der Erdbeschaffenheit und die Tragfähigkeit der Erde. Ingeniörs Vetenskaps Akademien Handlingar Nr. 42, 1925.

- Ehrenberg, Grundlagen der Berechnung von Staudämmen. Wkr. u. Ww. 1929, Heft 23.
- Fellenius, Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion. Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.
- Frontard, Cycloides de glissement des terres. Comptes rendus hebdomadaires de l'Académie des Sciences 1922, p. 526—529.
- Frontard, Logoides de glissement des terres. Comptes rendus hebdomadaires de l'Académie des Sciences 1922, p. 740—742.
- Frontard, Loi de la hauteur dangereuse des talus argileux. Comptes rendus hebdomadaires de l'Académie des Sciences, p. 930—933.
- Geltner, Die Wiederherstellung des gerutschten Eisenbahndammes bei Bublitz i. P. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 469.
- Goetzcke, Neue Erfahrungen bei Erdarbeiten. Ztrbl. d. Bauv. 1925, Heft 36/37; 1927, Heft 24; 1928, Heft 42/44.
- Guttstadt, Die Rutschungen in Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. in den Jahren 1910 bis 1928. Ztg. Eisenbahnverw. 1929, Heft 36; Bautechnik 1927, Heft 15/17; 1929, Heft 39.
- Guttstadt, Der geotechnische Ausschub der schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922. Bautechnik 1928, Heft 23.
- Greiff, Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren. Bautechnik 1927, Heft 6.
- Hackstroh, Tragfähigkeit von Bodenschichten usw. Der Eisenbahnunfall bei Wernigerode. De Ingen. 1927.
- Hoffmann, Die geotechnische Arbeitsmethode der schwedischen Staatsbahnen. Bauing. 1930, Heft 42.
- Holmes, Die Dichtung eines Erddammes durch Preßbeton am Dallas Warner Staubecken. Eng. News-Rec. 1927. Auszug Bautechnik 1927, Heft 42.
- Kannmüller, Konstruktion und Berechnung eines größeren Staudammes. Bauing. 1926, Heft 9.
- Kennerknecht, Die Sösetalsperre im Harz. Z. d. Vdl 1931, Heft 5.
- Kirchhoff, Über die Ursache von Böschungsrutschungen im Jura und Juraton. Dissertation. Braunschweig 1930.
- Krey, Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. Bautechnik 1927, Heft 35.
- Kunze, Zur Konstruktion von Staudämmen. Bauing. 1926, Heft 40.
- Marx, Die Berechnung der Rutschgefahr. Bautechnik 1931, Heft 8.
- Marx, Zur Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellen von Einschnitten durch Abflachen der Böschungen. Bautechnik 1929, Heft 23.
- Medveczky, Einige Worte über die Erd- und Felsrutschungen. Z. d. OelAV 1924, Heft 29/30.
- Michael u. Dienemann, Die Rutschungen im Eisenbahneinschnitt Rosengarten. Jahrb. d. Pr. Geolog. Landesanstalt 1926.
- Möhlmann, Die Entwicklung des niederländischen Deichwesens im Laufe der Jahrhunderte. (Auszug aus De Ingen. 1930, Heft 6.) Z. f. Bauwes. 1930, S. 259.
- Olssen, Über die Untersuchungen bei unseren Eisenbahnen. Stockholm, Nordische Eisenbahnzeitschrift 1926.
- Pfeiffer u. Dienemann, Geologische, chemische und physikalische Untersuchungen von Erdbeben durch die Pr. Geolog. Landesanstalt. Ztrbl. d. Bauv. 1928, Heft 20 und Jahrb. d. Pr. Geolog. Landesanstalt 1928.
- Pfeiffer u. Quering, Sind Löß und Lößlehm zur Deichschüttung geeignet? Ztrbl. d. Bauv. 1930, S. 570.
- Pickl, Die Querschnittsbemessungen von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material. Bautechnik 1927, Heft 14.
- Redlich u. Terzaghi, Ingenieurgeologie. 1929.
- Schonopp, Gefährliche Baugruben. Bautechnik 1926, Heft 21.
- Streck, Die Ausbildung des Betonkerns bei Staudämmen und seine Berechnung. Bautechnik 1929, Heft 53.
- Statens järnvägars geotekniska Kommission 1914 bis 1922. Stockholm 1922.
- Terzaghi, The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of retaining walls. Public roads, Dezember 1929, Vol. 10, Nr. 10.
- Terzaghi, Über den Einfluß untergeordneter geologischer Einzelheiten auf die Sicherheit von Dammbauten. Ww. 1930, Nr. 10.
- Tölke, Die neuzeitliche Entwicklung des Erddammes in Amerika. Bauing. 1931, Heft 36.
- Westerberg, Dambruch bei Porös ohne Dichtungskern. Tekn. Tidskrift 1924, Heft 4.
- Ziegler, Die Westharzsperrren. D. Bauztg. 1929, Heft 102/103.
- Ziegler, Der Talsperrenbau. 3. Aufl., Bd. I u. II, Berlin 1925 u. 1927, Wilh. Ernst & Sohn.

ABSCHNITT X. Erddrucktabellen.

Bemerkungen zu den Tabellen Nr. 22 bis 117.

Die λ_a , λ_p und $\text{ctg } \vartheta$ -Werte der Tabellen Nr. 22 bis 117 für gradlinige Gleitflächen sind im wesentlichen graphisch nach Poncelet ermittelt.

Für außergewöhnliche Werte λ und ϑ , welche durch Extrapolation aus den vorhandenen Tabellenwerten nicht hinreichend genau bestimmt werden können, ist das genannte graphische Verfahren anzuwenden. Wer die analytische Berechnung bevorzugt, kann die folgenden Formeln verwenden, deren entsprechende Ableitung für den aktiven Erddruck sich in Müller-Breslau, „Erddruck auf Stützmauern“, 1906, S. 13 u. 14, findet (siehe auch „Hütte“ 25. Aufl. III. Teil, S. 92). Die Formeln werden nachstehend unter Verwendung der im vorliegenden Buche gebrauchten Bezeichnungen wiedergegeben. Die Formeln für λ_p und $\text{ctg } \vartheta$ sind in ähnlicher Weise wie die Formel für λ_a abgeleitet.

a) Für den aktiven Erddruck:

$$1. \quad \lambda_a = \frac{\cos^2(\varrho + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \cdot \sin(\varrho - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$2. \quad \text{ctg } \vartheta = \frac{\cos \varrho - \frac{e}{n} \cdot \sin(\varrho + \delta - \alpha)}{\sin \varrho + \frac{e}{n} \cdot \cos(\varrho + \delta - \alpha)}$$

$$\frac{e}{n} = \frac{\cos(\alpha + \varrho)}{\sin(\varrho + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\sin(\varrho - \beta)}}$$

b) Für den Erdwiderstand:

$$3. \quad \lambda_p = \frac{\cos^2(\varrho - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varrho - \delta) \cdot \sin(\varrho + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$4. \quad \text{ctg } \vartheta = \frac{\cos \varrho - \frac{e}{n} \cdot \sin(\delta - \varrho - \alpha)}{-\sin \varrho + \frac{e}{n} \cdot \cos(\delta - \varrho - \alpha)}$$

$$\frac{e}{n} = \frac{\cos(\alpha - \varrho)}{+\sin(\delta - \varrho) + \sqrt{\frac{\sin(\delta - \varrho) \cdot \cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)}{-\sin(\varrho + \beta)}}$$

ABSCHNITT X.
Erddrucktabellen.

Erddruckziffern und Neigung der Gleitflächen beim
aktiven Erddruck.

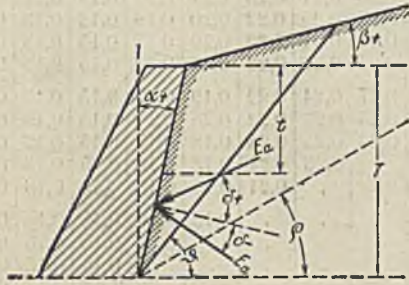


Abb. 155.

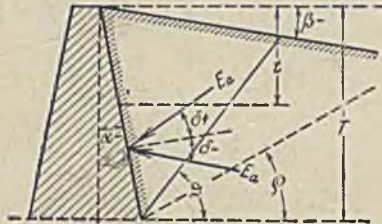


Abb. 156.

Bezeichnungen:

λ_a = Erddruckziffer für den aktiven Erddruck. Erddruck auf die Tiefeneinheit = $\gamma \cdot \lambda_a \cdot t$. Ganzer Erddruck für die Tiefe $T = \gamma \cdot \lambda_a \cdot \frac{T^2}{2}$.

δ = Winkel des Erddruckes gegen die Senkrechte auf die Wand, positiv nach oben, negativ nach unten.

ϱ = natürlicher Böschungswinkel der Erde oder Reibungswinkel von Erde auf Erde.

β = Winkel der Gleitfläche gegen die Wagerechte.

α = Wandwinkel gegen die Senkrechte, positiv nach der Erde hin geneigt, negativ nach der Luftseite.

t = Einzeltiefe
 T = Gesamttiefe

}	senkrechte Tiefe unter der ideellen Mauerkrone, d. h. unter dem Schnitt der geradlinig verlängerten Hinterfüllungsfläche mit der Wand oder der Ersatzwand.
---	--

Die Seitenzahlen der einzelnen Tabellen siehe vorn im Inhaltsverzeichnis.

Tabelle 22.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden unter $\sphericalangle \beta = -10^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,48	0,43	0,39	0,35	0,32	0,28	0,25	0,22	0,19	0,17	0,15	0,12	0,10	0,07	0,03	$0 = \delta$
+ 5°	0,44	0,40	0,37	0,33	0,30	0,27	0,23	0,21	0,19	0,16	0,14	0,12	0,10	0,07	0,03	+ 5°
+ 10	0,42	0,38	0,35	0,32	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,16	0,13	0,12	0,10	0,07	0,03	+ 10
+ 15	0,40	0,36	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,10	0,07	0,03	+ 15
+ 17,5	.	0,35	0,33	0,29	0,27	0,24	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,09	0,07	0,03	+ 17,5
+ 20	.	.	0,32	0,29	0,27	0,24	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07	0,03	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,28	0,26	0,23	0,22	0,18	0,17	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07	0,03	+ 22,5
+ 25	0,26	0,23	0,21	0,18	0,17	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07	0,03	+ 25
+ 27,5	0,23	0,21	0,18	0,16	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07	0,03	+ 27,5
+ 30	0,21	0,18	0,16	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07	0,03	+ 30
+ 32,5	0,18	0,16	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07	0,03	+ 32,5
+ 35	0,16	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07	0,03	+ 35
+ 37,5	0,15	0,12	0,11	0,09	0,07	0,04	+ 37,5
+ 40	0,13	0,11	0,09	0,07	0,04	+ 40
+ 42,5	0,11	0,09	0,07	0,04	+ 42,5
+ 45	0,09	0,07	0,04	+ 45
+ 50	0,07	0,04	+ 50
+ 60°	0,04	+ 60°

Tabelle 23.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden unter $\sphericalangle \beta = -10^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,48	0,43	0,39	0,35	0,32	0,28	0,25	0,22	0,19	0,17	0,15	0,12	0,10	0,07	0,03	$0 = \delta$
- 5°	0,54	0,48	0,43	0,38	0,34	0,31	0,27	0,24	0,21	0,18	0,16	0,13	0,11	0,07	0,03	- 5°
- 10	0,63	0,55	0,48	0,43	0,38	0,34	0,30	0,26	0,23	0,19	0,17	0,14	0,11	0,07	0,04	- 10
- 15	0,93	0,67	0,57	0,49	0,43	0,38	0,33	0,29	0,25	0,20	0,18	0,15	0,12	0,08	0,04	- 15
- 17,5	.	0,91	0,64	0,54	0,47	0,42	0,36	0,31	0,26	0,21	0,19	0,16	0,13	0,09	0,04	- 17,5
- 20	.	.	0,89	0,61	0,52	0,45	0,38	0,33	0,28	0,23	0,20	0,17	0,15	0,10	0,04	- 20
- 22,5	.	.	.	0,87	0,59	0,50	0,42	0,36	0,30	0,24	0,21	0,18	0,16	0,11	0,04	- 22,5
- 25	0,84	0,57	0,48	0,40	0,33	0,27	0,23	0,20	0,17	0,12	0,04	- 25
- 27,5	0,82	0,54	0,44	0,36	0,29	0,25	0,22	0,19	0,13	0,05	- 27,5
- 30	0,79	0,50	0,40	0,33	0,28	0,23	0,20	0,14	0,05	- 30
- 32,5	0,76	0,48	0,37	0,31	0,26	0,23	0,16	0,05	- 32,5
- 35	0,73	0,45	0,36	0,29	0,25	0,18	0,06	- 35
- 37,5	0,70	0,43	0,34	0,28	0,20	0,06	- 37,5
- 40	0,66	0,40	0,31	0,22	0,06	- 40
- 42,5	0,62	0,37	0,25	0,07	- 42,5
- 45	0,59	0,29	0,07	- 45
- 50	0,51	0,10	- 50
- 60°	0,36	- 60°

Tabelle 24.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden unter $\sphericalangle \beta = -10^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$q =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,78	0,77	0,75	0,73	0,69	0,65	0,66	0,62	0,59	0,56	0,56	0,52	0,49	0,45	0,36	$0 = \delta$
+ 5°	0,85	0,83	0,80	0,77	0,72	0,67	0,68	0,64	0,60	0,57	0,57	0,52	0,50	0,45	0,36	+ 5°
+ 10	0,92	0,87	0,84	0,80	0,74	0,69	0,70	0,66	0,61	0,58	0,58	0,53	0,50	0,46	0,36	+ 10
+ 15	0,96	0,91	0,87	0,82	0,76	0,71	0,71	0,67	0,62	0,59	0,59	0,53	0,51	0,46	0,37	+ 15
+ 17,5	.	0,93	0,89	0,84	0,78	0,73	0,72	0,67	0,63	0,60	0,59	0,54	0,51	0,46	0,37	+ 17,5
+ 20	.	.	0,90	0,86	0,80	0,75	0,73	0,68	0,64	0,61	0,60	0,55	0,52	0,46	0,37	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,87	0,82	0,77	0,74	0,68	0,65	0,61	0,60	0,55	0,52	0,47	0,37	+ 22,5
+ 25	0,83	0,79	0,74	0,69	0,66	0,62	0,60	0,56	0,53	0,47	0,37	+ 25
+ 27,5	0,80	0,75	0,70	0,67	0,63	0,61	0,57	0,53	0,47	0,37	+ 27,5
+ 30	0,76	0,71	0,68	0,64	0,61	0,57	0,54	0,48	0,38	+ 30
+ 32,5	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54	0,48	0,38	+ 32,5
+ 35	0,70	0,66	0,62	0,59	0,55	0,48	0,38	+ 35
+ 37,5	0,67	0,63	0,59	0,56	0,49	0,38	+ 37,5
+ 40	0,63	0,60	0,56	0,49	0,38	+ 40
+ 42,5	0,60	0,57	0,49	0,38	+ 42,5
+ 45	0,57	0,50	0,38	+ 45
+ 50	0,50	0,38	+ 50
+ 60°	0,38	+ 60°

Tabelle 25.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden unter $\sphericalangle \beta = -10^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$q =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,78	0,77	0,75	0,73	0,69	0,65	0,66	0,62	0,59	0,56	0,56	0,52	0,49	0,45	0,36	$0 - \delta$
- 5°	0,70	0,71	0,70	0,69	0,65	0,63	0,64	0,60	0,58	0,55	0,55	0,51	0,49	0,45	0,36	- 5°
- 10	0,56	0,60	0,63	0,63	0,61	0,60	0,60	0,58	0,56	0,54	0,53	0,51	0,48	0,45	0,36	- 10
- 15	0,18	0,46	0,52	0,55	0,56	0,57	0,56	0,55	0,54	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,35	- 15
- 17,5	.	0,18	0,45	0,50	0,52	0,54	0,54	0,54	0,53	0,52	0,50	0,50	0,47	0,44	0,35	- 17,5
- 20	.	.	0,18	0,44	0,49	0,51	0,51	0,52	0,52	0,51	0,50	0,49	0,47	0,44	0,35	- 20
- 22,5	.	.	.	0,18	0,42	0,47	0,48	0,49	0,49	0,50	0,49	0,48	0,46	0,43	0,35	- 22,5
- 25	0,18	0,40	0,44	0,45	0,46	0,48	0,48	0,47	0,45	0,43	0,35	- 25
- 27,5	0,18	0,38	0,42	0,43	0,45	0,46	0,46	0,44	0,42	0,35	- 27,5
- 30	0,18	0,37	0,40	0,42	0,45	0,44	0,43	0,41	0,35	- 30
- 32,5	0,18	0,36	0,39	0,42	0,42	0,41	0,40	0,35	- 32,5
- 35	0,18	0,35	0,38	0,40	0,39	0,38	0,34	- 35
- 37,5	0,18	0,34	0,36	0,37	0,37	0,34	- 37,5
- 40	0,18	0,34	0,35	0,36	0,34	- 40
- 42,5	0,18	0,33	0,35	0,33	- 42,5
- 45	0,18	0,33	0,33	- 45
- 50	0,18	0,32	- 50
- 60°	0,18	- 60°

Tabelle 26.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = -10^\circ$ geneigt. δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,53	0,49	0,44	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	0,12	0,06	$0 = \delta$
+ 5°	0,49	0,46	0,42	0,38	0,35	0,33	0,29	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,16	0,12	0,06	+ 5°
+ 10	0,47	0,44	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	0,21	0,19	0,18	0,16	0,12	0,06	+ 10
+ 15	0,45	0,42	0,38	0,36	0,33	0,30	0,27	0,25	0,23	0,20	0,19	0,17	0,16	0,12	0,06	+ 15
+ 17,5	.	0,41	0,38	0,35	0,33	0,30	0,27	0,25	0,23	0,20	0,19	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 17,5
+ 20	.	.	0,37	0,35	0,32	0,30	0,27	0,25	0,23	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,35	0,32	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 22,5
+ 25	0,32	0,29	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 25
+ 27,5	0,29	0,26	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 27,5
+ 30	0,26	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 30
+ 32,5	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 32,5
+ 35	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 35
+ 37,5	0,20	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 37,5
+ 40	0,18	0,17	0,15	0,12	0,06	+ 40
+ 42,5	0,17	0,15	0,12	0,07	+ 42,5
+ 45	0,15	0,12	0,07	+ 45
+ 50	0,12	0,08	+ 50
+ 60°	0,08	+ 60°

Tabelle 27.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = -10^\circ$ geneigt. δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°		
$\delta = 0$	0,53	0,49	0,44	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	0,12	0,06	$0 = \delta$	
- 5°	0,53	0,53	0,48	0,43	0,39	0,36	0,32	0,30	0,27	0,24	0,22	0,19	0,17	0,13	0,07	- 5°	
- 10	0,67	0,60	0,54	0,48	0,44	0,40	0,35	0,32	0,29	0,26	0,23	0,20	0,18	0,14	0,08	- 10	
- 15	0,96	0,73	0,63	0,55	0,49	0,43	0,39	0,35	0,31	0,28	0,24	0,22	0,19	0,15	0,08	- 15	
- 17,5	.	0,95	0,71	0,60	0,53	0,46	0,41	0,37	0,33	0,29	0,26	0,22	0,20	0,15	0,08	- 17,5	
- 20	.	.	0,94	0,68	0,58	0,50	0,44	0,40	0,35	0,31	0,26	0,24	0,20	0,16	0,08	- 20	
- 22,5	.	.	.	0,92	0,65	0,55	0,48	0,43	0,37	0,32	0,28	0,24	0,21	0,16	0,09	- 22,5	
- 25	0,90	0,62	0,53	0,46	0,40	0,35	0,30	0,26	0,22	0,17	0,09	- 25	
- 27,5	0,88	0,61	0,51	0,43	0,37	0,32	0,28	0,24	0,18	0,09	- 27,5	
- 30	0,86	0,60	0,49	0,41	0,35	0,30	0,26	0,19	0,10	- 30	
- 32,5	0,84	0,57	0,46	0,39	0,33	0,28	0,20	0,10	- 32,5	
- 35	0,82	0,55	0,44	0,37	0,31	0,22	0,11	- 35	
- 37,5	0,80	0,52	0,42	0,35	0,24	0,11	- 37,5	
- 40	0,77	0,50	0,40	0,27	0,12	- 40	
- 42,5	0,74	0,48	0,31	0,13	- 42,5	
- 45	0,36	0,14	- 45	
- 50	0,64	0,17	- 50
- 60°	0,50	- 60°

Tabelle 28.

cotg β -Werte.Wand senkrecht, $\alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\beta = -10^\circ$ geneigt. δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,62	0,61	0,60	0,58	0,56	0,54	0,53	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,40	0,36	0,26	$0 = \delta$
+ 5°	0,70	0,68	0,66	0,63	0,59	0,57	0,56	0,53	0,50	0,47	0,46	0,43	0,41	0,37	0,27	+ 5°
+ 10	0,77	0,73	0,70	0,67	0,62	0,59	0,58	0,54	0,52	0,48	0,47	0,44	0,41	0,37	0,28	+ 10
+ 15	0,83	0,78	0,75	0,70	0,65	0,61	0,60	0,56	0,53	0,49	0,48	0,45	0,42	0,37	0,28	+ 15
+ 17,5	.	0,81	0,76	0,72	0,67	0,63	0,62	0,57	0,54	0,50	0,49	0,46	0,42	0,38	0,29	+ 17,5
+ 20	.	.	0,78	0,74	0,69	0,64	0,63	0,59	0,55	0,51	0,50	0,46	0,43	0,38	0,29	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,76	0,71	0,66	0,64	0,60	0,56	0,52	0,50	0,47	0,43	0,38	0,29	+ 22,5
+ 25	0,73	0,68	0,65	0,61	0,57	0,53	0,51	0,48	0,44	0,39	0,29	+ 25
+ 27,5	0,70	0,66	0,62	0,58	0,54	0,52	0,49	0,44	0,39	0,29	+ 27,5
+ 30	0,67	0,63	0,59	0,55	0,53	0,49	0,45	0,40	0,30	+ 30
+ 32,5	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,46	0,40	0,30	+ 32,5
+ 35	0,61	0,57	0,54	0,51	0,46	0,41	0,30	+ 35
+ 37,5	0,58	0,54	0,51	0,47	0,41	0,20	+ 37,5
+ 40	0,55	0,52	0,48	0,42	0,31	+ 40
+ 42,5	0,52	0,48	0,42	0,31	+ 42,5
+ 45	0,49	0,43	0,31	+ 45
+ 50	0,43	0,31	+ 50
+ 60°	0,32	+ 60°

Tabelle 29.

cotg β -Werte.Wand senkrecht, $\alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\beta = -10^\circ$ geneigt. δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,62	0,61	0,60	0,58	0,56	0,54	0,53	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,40	0,36	0,26	$0 = \delta$
- 5°	0,52	0,54	0,54	0,52	0,52	0,51	0,50	0,48	0,46	0,44	0,43	0,41	0,39	0,35	0,26	- 5
- 10	0,39	0,43	0,46	0,46	0,47	0,47	0,47	0,45	0,44	0,42	0,41	0,40	0,38	0,34	0,26	- 10
- 15	0,00	0,26	0,35	0,39	0,41	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,36	0,32	0,25	- 15
- 17,5	.	0,00	0,26	0,33	0,38	0,38	0,40	0,40	0,39	0,38	0,38	0,37	0,35	0,31	0,25	- 17,5
- 20	.	.	0,00	0,25	0,33	0,35	0,37	0,37	0,37	0,36	0,37	0,36	0,34	0,30	0,25	- 20
- 22,5	.	.	.	0,00	0,24	0,30	0,33	0,35	0,35	0,34	0,35	0,34	0,33	0,29	0,24	- 22,5
- 25	0,00	0,22	0,28	0,32	0,33	0,33	0,33	0,33	0,32	0,29	0,24	- 25
- 27,5	0,00	0,20	0,27	0,31	0,31	0,32	0,31	0,30	0,28	0,23	- 27,5
- 30	0,00	0,20	0,26	0,29	0,29	0,29	0,28	0,27	0,23	- 30
- 32,5	0,00	0,19	0,25	0,26	0,26	0,26	0,26	0,23	- 32,5
- 35	0,00	0,18	0,23	0,24	0,25	0,25	0,22	- 35
- 37,5	0,00	0,17	0,22	0,24	0,24	0,22	- 37,5
- 40	0,00	0,17	0,22	0,23	0,22	- 40
- 42,5	0,00	0,18	0,22	0,21	- 42,5
- 45	0,00	0,18	0,20	- 45
- 50	0,00	0,18	- 50
- 60°	0,00	- 60°

Tabelle 30.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +60^\circ$ geneigt.
 Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25°	
$\delta = 0$	0,231	0,145	0,086	0,050	0,018	$0 = \delta$
+ 5°	0,193	0,123	0,073	0,042	0,016	+ 5°
+ 10	0,164	0,105	0,063	0,036	0,014	+ 10
+ 15	0,147	0,094	0,056	0,032	0,013	+ 15
+ 17,5	.	0,091	0,054	0,030	0,012	+ 17,5
+ 20	.	.	0,052	0,029	0,012	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,028	0,011	+ 22,5
+ 25°	0,011	+ 25°

Tabelle 31.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +60^\circ$ geneigt.
 Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25°	
$\delta = 0$	0,231	0,145	0,086	0,050	0,018	$0 = \delta$
- 5°	0,295	0,184	0,105	0,058	0,021	- 5°
- 10	0,422	0,255	0,134	0,071	0,026	- 10
- 15	1,032	0,417	0,214	0,105	0,037	- 15
- 17,5	.	0,865	0,300	0,135	0,047	- 17,5
- 20	.	.	0,695	0,191	0,064	- 20
- 22,5	.	.	.	0,523	0,099	- 22,5
- 25°	0,318	- 25°

Tabelle 32.

cotg δ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +60^\circ$ geneigt.
 Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25°	
$\delta = 0$	2,41	2,27	2,15	2,03	1,92	$0 = \delta$
+ 5°	2,45	2,30	2,16	2,03	1,92	+ 5°
+ 10	2,47	2,31	2,16	2,04	1,93	+ 10
+ 15	2,48	2,31	2,17	2,04	1,93	+ 15
+ 17,5	.	2,32	2,17	2,04	1,93	+ 17,5
+ 20	.	.	2,17	2,04	1,93	+ 20
+ 22,5	.	.	.	2,04	1,93	+ 22,5
+ 25°	1,93	+ 25°

Tabelle 33.

cotg δ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +60^\circ$ geneigt.
 Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25°	
$\delta = 0$	2,41	2,27	2,15	2,03	1,92	$0 = \delta$
- 5°	2,36	2,25	2,13	2,02	1,92	- 5°
- 10	2,26	2,20	2,11	2,01	1,92	- 10
- 15	1,73	2,05	2,06	1,99	1,91	- 15
- 17,5	.	1,73	2,01	1,97	1,90	- 17,5
- 20	.	.	1,73	1,93	1,90	- 20
- 22,5	.	.	.	1,73	1,87	- 22,5
- 25°	1,73	- 25°

Tabelle 34.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +50^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35°	
$\delta = 0$	0,405	0,276	0,186	0,137	0,092	0,059	0,035	0,019	0,008	$0 = \delta$
+ 5°	0,334	0,238	0,163	0,120	0,081	0,054	0,032	0,016	0,008	+ 5°
+ 10	0,290	0,212	0,145	0,107	0,073	0,048	0,029	0,015	0,007	+ 10
+ 15	0,259	0,195	0,132	0,096	0,067	0,044	0,026	0,014	0,007	+ 15
+ 17,5	.	0,183	0,127	0,092	0,064	0,042	0,026	0,014	0,006	+ 17,5
+ 20	.	.	0,122	0,088	0,062	0,041	0,025	0,013	0,006	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,085	0,060	0,040	0,025	0,013	0,006	+ 22,5
+ 25	0,059	0,039	0,024	0,013	0,006	+ 25
+ 27,5	0,038	0,024	0,012	0,006	+ 27,5
+ 30	0,023	0,012	0,006	+ 30
+ 32,5	0,012	0,006	+ 32,5
+ 35°	0,006	+ 35°

Tabelle 35.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +50^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35°	
$\delta = 0$	0,405	0,276	0,186	0,137	0,092	0,059	0,035	0,019	0,008	$0 = \delta$
- 5°	0,527	0,333	0,221	0,162	0,107	0,069	0,041	0,024	0,010	- 5°
- 10	0,677	0,421	0,277	0,193	0,128	0,082	0,050	0,028	0,012	- 10
- 15	.	0,595	0,380	0,252	0,165	0,103	0,062	0,034	0,014	- 15
- 17,5	.	0,932	0,472	0,310	0,195	0,120	0,071	0,039	0,015	- 17,5
- 20	.	.	0,828	0,400	0,239	0,144	0,081	0,044	0,017	- 20
- 22,5	.	.	.	0,727	0,312	0,179	0,097	0,050	0,019	- 22,5
- 25	0,627	0,239	0,123	0,058	0,022	- 25
- 27,5	0,523	0,175	0,074	0,026	- 27,5
- 30	0,420	0,110	0,038	- 30
- 32,5	0,314	0,059	- 32,5
- 35°	0,211	- 35°

Tabelle 36.

 $\cotg \delta$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +50^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35°	
$\delta = 0$	1,77	1,76	1,73	1,65	1,57	1,50	1,43	1,37	1,30	$0 = \delta$
+ 5°	1,84	1,81	1,75	1,66	1,58	1,50	1,43	1,37	1,30	+ 5°
+ 10	1,93	1,84	1,77	1,67	1,59	1,51	1,43	1,37	1,31	+ 10
+ 15	1,96	1,86	1,78	1,68	1,59	1,51	1,44	1,37	1,31	+ 15
+ 17,5	.	1,88	1,79	1,68	1,59	1,51	1,44	1,37	1,31	+ 17,5
+ 20	.	.	1,79	1,68	1,59	1,52	1,44	1,37	1,31	+ 20
+ 22,5	.	.	.	1,68	1,59	1,52	1,44	1,37	1,31	+ 22,5
+ 25	1,59	1,52	1,44	1,37	1,31	+ 25
+ 27,5	1,52	1,44	1,37	1,31	+ 27,5
+ 30	1,44	1,37	1,31	+ 30
+ 32,5	1,37	1,31	+ 32,5
+ 35°	1,31	+ 35°

Tabelle 37.

 $\cotg \delta$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +50^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35°	
$\delta = 0$	1,77	1,76	1,73	1,65	1,57	1,50	1,43	1,37	1,30	$0 = \delta$
- 5°	1,68	1,72	1,70	1,64	1,56	1,49	1,43	1,36	1,30	- 5°
- 10	1,55	1,64	1,66	1,61	1,54	1,48	1,42	1,36	1,30	- 10
- 15	1,19	1,48	1,58	1,56	1,52	1,46	1,41	1,35	1,30	- 15
- 17,5	.	1,19	1,49	1,52	1,50	1,46	1,41	1,35	1,30	- 17,5
- 20	.	.	1,19	1,45	1,47	1,45	1,40	1,35	1,30	- 20
- 22,5	.	.	.	1,19	1,42	1,42	1,39	1,35	1,30	- 22,5
- 25	1,19	1,38	1,38	1,34	1,30	- 25
- 27,5	1,19	1,34	1,33	1,30	- 27,5
- 30	1,19	1,30	1,30	- 30
- 32,5	1,19	1,28	- 32,5
- 35°	1,19	- 35°

Tabelle 38.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\angle \alpha = +40^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$. δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45°	
$\delta = 0$	0,409	0,326	0,267	0,209	0,166	0,126	0,094	0,070	0,048	0,033	0,022	0,012	0,004	$0 = \delta$
+ 5°	0,363	0,290	0,237	0,189	0,149	0,115	0,085	0,064	0,044	0,031	0,020	0,012	0,004	+ 5°
+ 10	0,328	0,262	0,217	0,174	0,137	0,106	0,078	0,060	0,041	0,028	0,019	0,011	0,004	+ 10
+ 15	0,303	0,242	0,200	0,162	0,126	0,099	0,073	0,055	0,039	0,026	0,018	0,010	0,004	+ 15
+ 17,5	.	0,236	0,194	0,157	0,122	0,096	0,072	0,053	0,038	0,025	0,016	0,010	0,004	+ 17,5
+ 20	.	.	0,189	0,154	0,118	0,094	0,070	0,052	0,037	0,025	0,016	0,009	0,003	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,150	0,115	0,091	0,069	0,051	0,036	0,025	0,015	0,008	0,003	+ 22,5
+ 25	0,113	0,090	0,069	0,050	0,036	0,024	0,015	0,008	0,003	+ 25
+ 27,5	0,088	0,068	0,049	0,036	0,024	0,015	0,008	0,003	+ 27,5
+ 30	0,068	0,049	0,036	0,024	0,015	0,008	0,003	+ 30
+ 32,5	0,049	0,036	0,024	0,015	0,007	0,003	+ 32,5
+ 35	0,035	0,024	0,015	0,007	0,003	+ 35
+ 37,5	0,024	0,015	0,007	0,003	+ 37,5
+ 40	0,015	0,007	0,003	+ 40
+ 42,5	0,007	0,003	+ 42,5
+ 45°	0,003	+ 45°

Tabelle 39.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\angle \alpha = +40^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$. δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45°	
$\delta = 0$	0,409	0,326	0,267	0,209	0,166	0,126	0,094	0,070	0,048	0,033	0,022	0,012	0,004	$0 = \delta$
- 5°	0,478	0,381	0,307	0,240	0,188	0,142	0,105	0,076	0,054	0,036	0,023	0,013	0,005	- 5°
- 10	0,592	0,469	0,369	0,284	0,220	0,167	0,124	0,087	0,061	0,040	0,025	0,014	0,005	- 10
- 15	0,978	0,630	0,469	0,353	0,267	0,200	0,147	0,105	0,071	0,046	0,029	0,016	0,006	- 15
- 17,5	.	0,911	0,561	0,412	0,304	0,224	0,162	0,116	0,078	0,050	0,031	0,017	0,007	- 17,5
- 20	.	.	0,842	0,498	0,354	0,257	0,183	0,128	0,086	0,054	0,033	0,018	0,008	- 20
- 22,5	.	.	.	0,780	0,434	0,304	0,211	0,147	0,097	0,061	0,037	0,019	0,008	- 22,5
- 25	0,711	0,383	0,255	0,170	0,111	0,070	0,041	0,021	0,009	- 25
- 27,5	0,645	0,320	0,207	0,131	0,084	0,048	0,024	0,010	- 27,5
- 30	0,577	0,260	0,161	0,101	0,057	0,028	0,012	- 30
- 32,5	0,507	0,213	0,125	0,070	0,035	0,014	- 32,5
- 35	0,441	0,176	0,088	0,045	0,016	- 35
- 37,5	0,365	0,124	0,058	0,020	- 37,5
- 40	0,295	0,081	0,027	- 40
- 42,5	0,222	0,042	- 42,5
- 45°	0,149	- 45°

Tabelle 40.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +40^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 ϑ positiv.

$e =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45°	
$\vartheta = 0$	1,57	1,49	1,43	1,37	1,30	1,25	1,20	1,14	1,09	1,05	1,00	0,96	0,92	$0 = \vartheta$
+ 5°	1,63	1,54	1,46	1,39	1,32	1,26	1,20	1,15	1,10	1,05	1,00	0,96	0,92	+ 5°
+ 10	1,67	1,57	1,48	1,41	1,33	1,27	1,21	1,15	1,10	1,05	1,01	0,96	0,92	+ 10
+ 15	1,71	1,60	1,51	1,42	1,35	1,28	1,21	1,16	1,10	1,05	1,01	0,96	0,92	+ 15
+ 17,5	.	1,61	1,52	1,43	1,35	1,28	1,21	1,16	1,10	1,05	1,01	0,96	0,92	+ 17,5
+ 20	.	.	1,52	1,44	1,36	1,28	1,22	1,16	1,11	1,05	1,01	0,96	0,92	+ 20
+ 22,5	.	.	.	1,44	1,36	1,28	1,22	1,16	1,11	1,05	1,01	0,96	0,92	+ 22,5
+ 25	1,36	1,29	1,22	1,16	1,11	1,06	1,01	0,96	0,92	+ 25
+ 27,5	1,29	1,23	1,16	1,11	1,06	1,01	0,96	0,92	+ 27,5
+ 30	1,23	1,17	1,11	1,06	1,01	0,96	0,92	+ 30
+ 32,5	1,17	1,11	1,06	1,01	0,96	0,92	+ 32,5
+ 35	1,11	1,06	1,01	0,96	0,92	+ 35
+ 37,5	1,06	1,01	0,96	0,92	+ 37,5
+ 40	1,01	0,96	0,92	+ 40
+ 42,5	0,96	0,92	+ 42,5
+ 45°	0,92	+ 45°

Tabelle 41.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +40^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 ϑ negativ.

$e =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45°	
$\vartheta = 0$	1,57	1,49	1,43	1,37	1,30	1,25	1,20	1,14	1,09	1,05	1,00	0,96	0,92	$0 = \vartheta$
- 5°	1,49	1,43	1,39	1,33	1,28	1,23	1,19	1,13	1,09	1,04	1,00	0,96	0,92	- 5°
- 10	1,35	1,35	1,33	1,29	1,26	1,22	1,17	1,13	1,08	1,04	1,00	0,96	0,92	- 10
- 15	0,84	1,17	1,23	1,23	1,22	1,18	1,15	1,11	1,08	1,04	0,99	0,95	0,92	- 15
- 17,5	.	0,84	0,14	1,19	1,19	1,16	1,14	1,10	1,07	1,03	0,99	0,95	0,92	- 17,5
- 20	.	.	0,84	1,11	1,15	1,14	1,12	1,09	1,07	1,03	0,99	0,95	0,92	- 20
- 22,5	.	.	.	0,84	1,08	1,11	1,10	1,08	1,06	1,02	0,98	0,95	0,91	- 22,5
- 25	0,84	1,06	1,08	1,07	1,06	1,02	0,98	0,95	0,91	- 25
- 27,5	0,84	1,04	1,05	1,04	1,01	0,98	0,94	0,91	- 27,5
- 30	0,84	1,01	1,02	1,00	0,97	0,94	0,91	- 30
- 32,5	0,84	0,99	0,98	0,97	0,94	0,91	- 32,5
- 35	0,84	0,96	0,96	0,94	0,91	- 35
- 37,5	0,84	0,94	0,93	0,91	- 37,5
- 40	0,84	0,92	0,90	- 40
- 42,5	0,84	0,89	- 42,5
- 45°	0,84	- 45°

Tabelle 46.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,496	0,435	0,375	0,326	0,282	0,242	0,206	0,176	0,150	0,127	0,106	0,087	0,069	0,043	0,011	$0 = \delta$
+ 5°	0,454	0,400	0,347	0,305	0,263	0,237	0,194	0,166	0,142	0,120	0,100	0,082	0,065	0,041	0,010	+ 5°
+ 10	0,424	0,373	0,325	0,285	0,248	0,214	0,184	0,160	0,135	0,116	0,097	0,078	0,063	0,039	0,010	+ 10
+ 15	0,402	0,354	0,308	0,271	0,236	0,206	0,178	0,155	0,131	0,112	0,093	0,075	0,061	0,038	0,009	+ 15
+ 17,5	.	0,346	0,304	0,266	0,231	0,203	0,176	0,153	0,130	0,111	0,091	0,075	0,060	0,038	0,009	+ 17,5
+ 20	.	.	0,301	0,262	0,228	0,200	0,174	0,151	0,128	0,110	0,090	0,074	0,060	0,037	0,009	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,260	0,225	0,198	0,173	0,150	0,127	0,109	0,089	0,073	0,060	0,037	0,009	+ 22,5
+ 25	0,224	0,197	0,172	0,148	0,126	0,108	0,089	0,073	0,059	0,037	0,009	+ 25
+ 27,5	0,195	0,171	0,147	0,125	0,107	0,088	0,073	0,059	0,037	0,009	+ 27,5
+ 30	0,171	0,146	0,124	0,106	0,088	0,073	0,059	0,037	0,009	+ 30
+ 32,5	0,145	0,123	0,106	0,088	0,073	0,059	0,037	0,008	+ 32,5
+ 35	0,123	0,106	0,088	0,073	0,059	0,037	0,008	+ 35
+ 37,5	0,106	0,088	0,074	0,059	0,037	0,008	+ 37,5
+ 40	0,088	0,074	0,060	0,037	0,008	+ 40
+ 42,5	0,075	0,060	0,037	0,008	+ 42,5
+ 45	0,061	0,038	0,008	+ 45
+ 50	0,039	0,009	+ 50
+ 60°	0,011	+ 60°

Tabelle 47.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,496	0,435	0,375	0,326	0,282	0,242	0,206	0,176	0,150	0,127	0,106	0,087	0,069	0,043	0,011	$0 = \delta$
- 5°	0,552	0,479	0,441	0,356	0,309	0,264	0,224	0,192	0,161	0,136	0,113	0,093	0,072	0,045	0,012	- 5°
- 10	0,642	0,548	0,464	0,398	0,345	0,295	0,251	0,211	0,179	0,149	0,123	0,099	0,078	0,048	0,013	- 10
- 15	0,868	0,678	0,559	0,470	0,396	0,339	0,288	0,239	0,201	0,164	0,135	0,108	0,085	0,052	0,013	- 15
- 17,5	.	0,841	0,640	0,525	0,439	0,368	0,310	0,257	0,214	0,175	0,143	0,114	0,090	0,054	0,013	- 17,5
- 20	.	.	0,811	0,607	0,498	0,406	0,338	0,279	0,230	0,188	0,152	0,122	0,096	0,057	0,013	- 20
- 22,5	.	.	.	0,781	0,568	0,459	0,375	0,305	0,249	0,204	0,165	0,131	0,103	0,060	0,013	- 22,5
- 25	0,750	0,531	0,428	0,341	0,272	0,223	0,181	0,143	0,111	0,064	0,014	- 25
- 27,5	0,714	0,494	0,388	0,304	0,247	0,200	0,156	0,121	0,069	0,014	- 27,5
- 30	0,680	0,457	0,349	0,277	0,222	0,170	0,132	0,074	0,015	- 30
- 32,5	0,644	0,414	0,316	0,248	0,189	0,144	0,082	0,016	- 32,5
- 35	0,608	0,381	0,283	0,213	0,161	0,091	0,017	- 35
- 37,5	0,569	0,345	0,249	0,184	0,101	0,018	- 37,5
- 40	0,530	0,304	0,215	0,114	0,020	- 40
- 42,5	0,491	0,272	0,132	0,022	- 42,5
- 45	0,450	0,159	0,025	- 45
- 50	0,362	0,035	- 50
- 60°	0,183	- 60°

Tabelle 48.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 ϑ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	1,09	1,04	1,00	0,96	0,92	0,88	0,84	0,81	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64	0,59	0,47	$0 = \vartheta$
+ 5°	1,16	1,10	1,04	0,99	0,95	0,90	0,86	0,82	0,78	0,74	0,70	0,67	0,64	0,59	0,47	+ 5°
+ 10	1,22	1,14	1,08	1,02	0,97	0,92	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,68	0,64	0,59	0,47	+ 10
+ 15	1,27	1,19	1,11	1,05	0,99	0,94	0,89	0,84	0,80	0,76	0,72	0,68	0,65	0,59	0,47	+ 15
+ 17,5	.	1,20	1,13	1,06	1,00	0,95	0,90	0,84	0,80	0,76	0,72	0,68	0,65	0,59	0,47	+ 17,5
+ 20	.	.	1,14	1,07	1,01	0,95	0,90	0,85	0,81	0,76	0,72	0,68	0,65	0,59	0,47	+ 20
+ 22,5	.	.	.	1,08	1,02	0,96	0,91	0,85	0,81	0,77	0,72	0,69	0,65	0,59	0,47	+ 22,5
+ 25	1,02	0,96	0,91	0,86	0,81	0,77	0,73	0,69	0,66	0,59	0,47	+ 25
+ 27,5	0,97	0,92	0,86	0,82	0,77	0,73	0,69	0,66	0,59	0,47	+ 27,5
+ 30	0,92	0,86	0,82	0,78	0,73	0,70	0,66	0,59	0,47	+ 30
+ 32,5	0,86	0,82	0,78	0,74	0,70	0,66	0,59	0,47	+ 32,5
+ 35	0,83	0,78	0,74	0,70	0,66	0,59	0,47	+ 35
+ 37,5	0,79	0,74	0,70	0,66	0,60	0,47	+ 37,5
+ 40	0,74	0,71	0,66	0,60	0,47	+ 40
+ 42,5	0,71	0,67	0,60	0,47	+ 42,5
+ 45	0,67	0,60	0,47	+ 45
+ 50	0,60	0,47	+ 50
+ 60°	0,47	+ 60°

Tabelle 49.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 ϑ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	1,09	1,04	1,00	0,96	0,92	0,88	0,84	0,81	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64	0,59	0,47	$0 = \vartheta$
- 5°	0,99	0,98	0,95	0,92	0,89	0,85	0,82	0,79	0,76	0,72	0,69	0,66	0,63	0,58	0,47	- 5°
- 10	0,84	0,88	0,88	0,87	0,85	0,82	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,65	0,63	0,57	0,46	- 10
- 15	0,36	0,68	0,76	0,79	0,79	0,78	0,76	0,74	0,72	0,69	0,67	0,65	0,62	0,57	0,46	- 15
- 17,5	.	0,36	0,66	0,72	0,75	0,75	0,74	0,72	0,71	0,68	0,67	0,64	0,62	0,57	0,46	- 17,5
- 20	.	.	0,36	0,64	0,69	0,71	0,72	0,71	0,69	0,68	0,66	0,64	0,61	0,56	0,46	- 20
- 22,5	.	.	.	0,36	0,62	0,66	0,69	0,69	0,68	0,66	0,65	0,63	0,61	0,56	0,46	- 22,5
- 25	0,36	0,59	0,64	0,66	0,66	0,65	0,64	0,62	0,60	0,56	0,46	- 25
- 27,5	0,36	0,58	0,62	0,64	0,64	0,63	0,61	0,59	0,56	0,46	- 27,5
- 30	0,36	0,56	0,60	0,61	0,61	0,60	0,59	0,55	0,46	- 30
- 32,5	0,36	0,55	0,58	0,59	0,59	0,58	0,55	0,46	- 32,5
- 35	0,36	0,53	0,56	0,57	0,57	0,54	0,46	- 35
- 37,5	0,36	0,52	0,55	0,55	0,54	0,46	- 37,5
- 40	0,36	0,50	0,53	0,53	0,46	- 40
- 42,5	0,36	0,50	0,52	0,46	- 42,5
- 45	0,36	0,50	0,46	- 45
- 50	0,36	0,45	- 50
- 60°	0,36	- 60°

Tabelle 50.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,536	0,481	0,431	0,384	0,341	0,305	0,269	0,238	0,207	0,181	0,158	0,136	0,117	0,082	0,033	$0 = \delta$
+ 5°	0,498	0,448	0,405	0,361	0,320	0,288	0,254	0,226	0,197	0,172	0,150	0,129	0,112	0,078	0,032	+ 5°
+ 10	0,470	0,424	0,384	0,344	0,305	0,274	0,243	0,216	0,190	0,167	0,145	0,124	0,108	0,075	0,032	+ 10
+ 15	0,453	0,408	0,368	0,330	0,293	0,264	0,236	0,210	0,184	0,162	0,141	0,123	0,106	0,074	0,031	+ 15
+ 17,5	.	0,401	0,363	0,326	0,288	0,260	0,233	0,206	0,182	0,160	0,140	0,122	0,105	0,074	0,030	+ 17,5
+ 20	.	.	0,358	0,321	0,285	0,258	0,230	0,204	0,180	0,160	0,140	0,121	0,105	0,074	0,030	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,317	0,282	0,256	0,228	0,203	0,179	0,159	0,140	0,121	0,105	0,074	0,030	+ 22,5
+ 25	0,281	0,254	0,226	0,202	0,178	0,158	0,139	0,121	0,105	0,074	0,029	+ 25
+ 27,5	0,252	0,225	0,201	0,178	0,158	0,139	0,121	0,105	0,074	0,028	+ 27,5
+ 30	0,224	0,201	0,178	0,158	0,139	0,121	0,104	0,074	0,028	+ 30
+ 32,5	0,201	0,178	0,158	0,139	0,121	0,104	0,075	0,028	+ 32,5
+ 35	0,178	0,158	0,139	0,122	0,104	0,075	0,029	+ 35
+ 37,5	0,158	0,139	0,123	0,105	0,076	0,030	+ 37,5
+ 40	0,139	0,124	0,106	0,076	0,030	+ 40
+ 42,5	0,125	0,108	0,077	0,031	+ 42,5
+ 45	0,110	0,079	0,033	+ 45
+ 50	0,086	0,035	+ 50
+ 60°	0,041	+ 60

Tabelle 51.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,536	0,481	0,431	0,384	0,341	0,305	0,269	0,238	0,207	0,181	0,158	0,136	0,117	0,082	0,033	$0 = \delta$
- 5°	0,585	0,526	0,465	0,415	0,367	0,326	0,289	0,254	0,220	0,193	0,167	0,144	0,123	0,086	0,035	- 5°
- 10	0,665	0,593	0,524	0,461	0,403	0,358	0,316	0,274	0,237	0,208	0,179	0,153	0,131	0,091	0,036	- 10
- 15	0,966	0,711	0,614	0,529	0,457	0,401	0,353	0,305	0,260	0,226	0,194	0,166	0,140	0,097	0,038	- 15
- 17,5	.	0,953	0,684	0,578	0,494	0,431	0,376	0,324	0,275	0,238	0,204	0,174	0,147	0,101	0,039	- 17,5
- 20	.	.	0,939	0,647	0,538	0,469	0,408	0,346	0,294	0,253	0,215	0,183	0,154	0,105	0,041	- 20
- 22,5	.	.	.	0,924	0,612	0,517	0,446	0,371	0,314	0,269	0,229	0,193	0,161	0,110	0,042	- 22,5
- 25	0,906	0,585	0,495	0,408	0,339	0,288	0,245	0,206	0,172	0,116	0,044	- 25
- 27,5	0,887	0,560	0,454	0,373	0,313	0,264	0,221	0,184	0,124	0,046	- 27,5
- 30	0,866	0,528	0,421	0,345	0,287	0,238	0,198	0,133	0,048	- 30
- 32,5	0,842	0,492	0,390	0,318	0,261	0,214	0,143	0,052	- 32,5
- 35	0,819	0,460	0,361	0,290	0,236	0,155	0,055	- 35
- 37,5	0,799	0,427	0,332	0,263	0,169	0,060	- 37,5
- 40	0,766	0,398	0,302	0,187	0,065	- 40
- 42,5	0,737	0,365	0,212	0,071	- 42,5
- 45	0,707	0,247	0,079	- 45
- 50	0,645	0,100	- 50
- 60°	0,500	- 60°

Tabelle 52.

cotg δ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,92	0,88	0,84	0,80	0,76	0,73	0,70	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52	0,47	0,37	$0 = \delta$
+ 5°	1,00	0,94	0,89	0,85	0,80	0,76	0,72	0,69	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,47	0,37	+ 5°
+ 10	1,07	0,99	0,94	0,88	0,83	0,78	0,74	0,70	0,67	0,63	0,60	0,57	0,53	0,48	0,38	+ 10
+ 15	1,13	1,05	0,98	0,92	0,86	0,81	0,77	0,72	0,68	0,64	0,61	0,58	0,54	0,48	0,38	+ 15
+ 17,5	.	1,07	0,99	0,93	0,88	0,82	0,77	0,73	0,69	0,65	0,61	0,58	0,54	0,48	0,38	+ 17,5
+ 20	.	.	1,01	0,95	0,89	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,55	0,48	0,38	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,96	0,90	0,84	0,79	0,74	0,70	0,66	0,62	0,58	0,55	0,49	0,38	+ 22,5
+ 25	0,91	0,85	0,80	0,75	0,70	0,66	0,62	0,59	0,55	0,49	0,38	+ 25
+ 27,5	0,86	0,80	0,75	0,71	0,66	0,62	0,59	0,56	0,49	0,38	+ 27,5
+ 30	0,81	0,76	0,71	0,67	0,62	0,59	0,56	0,49	0,38	+ 30
+ 32,5	0,77	0,72	0,68	0,63	0,60	0,56	0,49	0,38	+ 32,5
+ 35	0,72	0,68	0,63	0,60	0,56	0,50	0,38	+ 35
+ 37,5	0,69	0,64	0,60	0,57	0,50	0,38	+ 37,5
+ 40	0,64	0,61	0,57	0,50	0,38	+ 40
+ 42,5	0,61	0,57	0,50	0,38	+ 42,5
+ 45	0,57	0,50	0,38	+ 45
+ 50	0,50	0,38	+ 50
+ 60°	0,39	+ 60°

Tabelle 53.

cotg δ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,92	0,88	0,84	0,80	0,76	0,73	0,70	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52	0,47	0,37	$0 = \delta$
- 5°	0,82	0,80	0,78	0,75	0,73	0,70	0,68	0,65	0,62	0,59	0,57	0,54	0,51	0,46	0,37	- 5°
- 10	0,67	0,69	0,69	0,69	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60	0,58	0,55	0,53	0,50	0,46	0,37	- 10
- 15	0,18	0,50	0,58	0,61	0,62	0,62	0,61	0,59	0,58	0,56	0,54	0,52	0,49	0,45	0,36	- 15
- 17,5	.	0,18	0,47	0,54	0,58	0,59	0,58	0,58	0,56	0,54	0,53	0,51	0,49	0,45	0,36	- 17,5
- 20	.	.	0,18	0,45	0,52	0,54	0,56	0,56	0,54	0,53	0,52	0,50	0,48	0,44	0,36	- 20
- 22,5	.	.	.	0,18	0,44	0,50	0,52	0,53	0,53	0,52	0,51	0,49	0,48	0,44	0,36	- 22,5
- 25	0,18	0,42	0,47	0,50	0,51	0,50	0,50	0,48	0,47	0,43	0,36	- 25
- 27,5	0,18	0,40	0,45	0,48	0,48	0,48	0,47	0,46	0,43	0,36	- 27,5
- 30	0,18	0,38	0,44	0,45	0,46	0,46	0,45	0,42	0,36	- 30
- 32,5	0,18	0,38	0,42	0,44	0,44	0,44	0,42	0,35	- 32,5
- 35	0,18	0,36	0,41	0,42	0,42	0,41	0,35	- 35
- 37,5	0,18	0,36	0,39	0,40	0,40	0,35	- 37,5
- 40	0,18	0,34	0,38	0,38	0,34	- 40
- 42,5	0,18	0,33	0,37	0,34	- 42,5
- 45	0,18	0,35	0,33	- 45
- 50	0,18	0,32	- 50
- 60°	0,18	- 60°

Tabelle 54.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand senkrecht, $\angle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$. δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,590	0,539	0,491	0,449	0,406	0,369	0,334	0,301	0,272	0,242	0,216	0,192	0,170	0,132	0,072	$0 = \delta$
+ 5°	0,557	0,510	0,466	0,424	0,386	0,351	0,318	0,288	0,261	0,233	0,208	0,185	0,164	0,129	0,070	+ 5°
+ 10	0,534	0,489	0,448	0,409	0,372	0,340	0,309	0,281	0,253	0,227	0,202	0,180	0,160	0,126	0,068	+ 10
+ 15	0,517	0,474	0,435	0,398	0,364	0,332	0,302	0,274	0,248	0,222	0,198	0,177	0,158	0,125	0,067	+ 15
+ 17,5	.	0,469	0,431	0,395	0,361	0,330	0,301	0,272	0,247	0,221	0,198	0,176	0,158	0,125	0,066	+ 17,5
+ 20	.	.	0,428	0,398	0,358	0,328	0,300	0,271	0,246	0,220	0,197	0,175	0,157	0,125	0,066	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,391	0,358	0,327	0,299	0,271	0,246	0,221	0,197	0,176	0,157	0,126	0,066	+ 22,5
+ 25	0,357	0,327	0,298	0,271	0,246	0,222	0,198	0,177	0,158	0,126	0,066	+ 25
+ 27,5	0,327	0,298	0,272	0,247	0,222	0,198	0,178	0,159	0,127	0,066	+ 27,5
+ 30	0,297	0,273	0,248	0,223	0,199	0,179	0,160	0,128	0,067	+ 30
+ 32,5	0,275	0,250	0,225	0,201	0,181	0,162	0,130	0,068	+ 32,5
+ 35	0,252	0,228	0,203	0,184	0,164	0,132	0,069	+ 35
+ 37,5	0,231	0,207	0,187	0,167	0,134	0,071	+ 37,5
+ 40	0,211	0,190	0,171	0,136	0,073	+ 40
+ 42,5	0,194	0,174	0,138	0,076	+ 42,5
+ 45	0,178	0,140	0,078	+ 45
+ 50	0,143	0,086	+ 50
+ 60°	0,098	+ 60°

Tabelle 55.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand senkrecht, $\angle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$. δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,590	0,539	0,491	0,449	0,406	0,369	0,334	0,301	0,272	0,242	0,216	0,192	0,170	0,132	0,072	$0 = \delta$
- 5°	0,636	0,579	0,525	0,479	0,434	0,392	0,354	0,318	0,286	0,255	0,225	0,201	0,177	0,138	0,074	- 5°
- 10	0,712	0,640	0,579	0,523	0,470	0,423	0,380	0,341	0,304	0,272	0,239	0,213	0,187	0,145	0,078	- 10
- 15	0,966	0,759	0,662	0,587	0,524	0,469	0,418	0,373	0,330	0,292	0,258	0,229	0,200	0,153	0,081	- 15
- 17,5	.	0,954	0,732	0,634	0,560	0,498	0,442	0,393	0,346	0,306	0,270	0,238	0,208	0,158	0,082	- 17,5
- 20	.	.	0,940	0,708	0,607	0,535	0,471	0,415	0,365	0,322	0,282	0,249	0,218	0,165	0,084	- 20
- 22,5	.	.	.	0,924	0,681	0,583	0,509	0,445	0,387	0,341	0,299	0,261	0,228	0,172	0,086	- 22,5
- 25	0,906	0,655	0,554	0,481	0,417	0,364	0,316	0,276	0,239	0,180	0,088	- 25
- 27,5	0,886	0,626	0,531	0,453	0,390	0,339	0,295	0,254	0,189	0,092	- 27,5
- 30	0,866	0,603	0,504	0,426	0,365	0,316	0,272	0,199	0,096	- 30
- 32,5	0,843	0,579	0,477	0,400	0,341	0,291	0,212	0,102	- 32,5
- 35	0,819	0,548	0,447	0,374	0,316	0,227	0,108	- 35
- 37,5	0,793	0,525	0,420	0,349	0,246	0,115	- 37,5
- 40	0,767	0,494	0,396	0,270	0,123	- 40
- 42,5	0,737	0,464	0,303	0,134	- 42,5
- 45	0,708	0,348	0,146	- 45
- 50	0,643	0,176	- 50
- 60°	0,500	- 60°

Tabelle 56.

cotg ϑ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. ϑ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64	0,60	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,36	0,27	$0 = \vartheta$
+ 5°	0,86	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64	0,60	0,57	0,54	0,51	0,49	0,46	0,43	0,37	0,27	+ 5°
+ 10	0,93	0,86	0,81	0,76	0,71	0,67	0,63	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,44	0,38	0,28	+ 10
+ 15	1,00	0,92	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,39	0,28	+ 15
+ 17,5	.	0,95	0,88	0,82	0,76	0,71	0,66	0,63	0,59	0,55	0,52	0,48	0,45	0,39	0,28	+ 17,5
+ 20	.	.	0,89	0,83	0,78	0,72	0,68	0,63	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,39	0,29	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,85	0,79	0,73	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,49	0,46	0,40	0,29	+ 22,5
+ 25	0,80	0,75	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,50	0,46	0,40	0,29	+ 25
+ 27,5	0,76	0,71	0,66	0,62	0,58	0,54	0,50	0,47	0,41	0,29	+ 27,5
+ 30	0,72	0,67	0,62	0,58	0,55	0,51	0,47	0,41	0,29	+ 30
+ 32,5	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,41	0,30	+ 32,5
+ 35	0,63	0,60	0,56	0,52	0,48	0,42	0,30	+ 35
+ 37,5	0,60	0,56	0,52	0,49	0,42	0,30	+ 37,5
+ 40	0,56	0,53	0,49	0,42	0,30	+ 40
+ 42,5	0,53	0,49	0,43	0,30	+ 42,5
+ 45	0,50	0,43	0,30	+ 45
+ 50	0,44	0,31	+ 50
+ 60°	0,32	+ 60°

Tabelle 57.

cotg ϑ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. ϑ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64	0,60	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,36	0,27	$0 = \vartheta$
- 5°	0,65	0,64	0,63	0,61	0,59	0,57	0,54	0,52	0,50	0,47	0,45	0,43	0,40	0,36	0,26	- 5°
- 10	0,49	0,53	0,54	0,54	0,54	0,52	0,51	0,49	0,48	0,46	0,44	0,42	0,39	0,35	0,26	- 10
- 15	0,00	0,33	0,41	0,45	0,47	0,47	0,47	0,46	0,45	0,43	0,42	0,40	0,38	0,34	0,26	- 15
- 17,5	.	0,00	0,30	0,38	0,42	0,43	0,44	0,44	0,43	0,42	0,41	0,39	0,37	0,33	0,25	- 17,5
- 20	.	.	0,00	0,28	0,36	0,39	0,40	0,41	0,41	0,40	0,39	0,38	0,36	0,33	0,25	- 20
- 22,5	.	.	.	0,00	0,27	0,33	0,36	0,38	0,39	0,39	0,38	0,36	0,35	0,32	0,25	- 22,5
- 25	0,00	0,25	0,31	0,34	0,36	0,36	0,36	0,35	0,34	0,31	0,25	- 25
- 27,5	0,00	0,24	0,29	0,32	0,34	0,34	0,34	0,33	0,31	0,24	- 27,5
- 30	0,00	0,22	0,28	0,30	0,32	0,32	0,32	0,30	0,24	- 30
- 32,5	0,00	0,21	0,26	0,29	0,30	0,30	0,29	0,24	- 32,5
- 35	0,00	0,20	0,25	0,27	0,28	0,28	0,23	- 35
- 37,5	0,00	0,19	0,23	0,25	0,26	0,23	- 37,5
- 40	0,00	0,17	0,21	0,24	0,22	- 40
- 42,5	0,00	0,16	0,22	0,22	- 42,5
- 45	0,00	0,18	0,21	- 45
- 50	0,00	0,19	- 50
- 60°	0,00	- 60°

Tabelle 58.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,657	0,610	0,564	0,522	0,481	0,446	0,410	0,378	0,348	0,317	0,290	0,262	0,238	0,195	0,121	$0 = \delta'$
+ 5°	0,626	0,582	0,540	0,501	0,464	0,430	0,396	0,366	0,338	0,309	0,282	0,256	0,232	0,192	0,118	+ 5°
+ 10	0,608	0,564	0,524	0,487	0,452	0,418	0,387	0,358	0,332	0,304	0,276	0,253	0,230	0,189	0,117	+ 10
+ 15	0,597	0,554	0,514	0,479	0,446	0,412	0,382	0,353	0,327	0,300	0,274	0,251	0,229	0,188	0,117	+ 15
+ 17,5	.	0,552	0,512	0,477	0,444	0,411	0,382	0,352	0,325	0,298	0,274	0,251	0,230	0,188	0,118	+ 17,5
+ 20	.	.	0,510	0,474	0,442	0,410	0,382	0,352	0,324	0,297	0,273	0,252	0,230	0,188	0,119	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,473	0,441	0,410	0,383	0,353	0,324	0,297	0,274	0,253	0,231	0,188	0,120	+ 22,5
+ 25	0,441	0,411	0,384	0,356	0,325	0,299	0,275	0,254	0,231	0,188	0,121	+ 25
+ 27,5	0,412	0,386	0,358	0,328	0,300	0,276	0,256	0,232	0,189	0,124	+ 27,5
+ 30	0,389	0,360	0,331	0,304	0,279	0,257	0,234	0,190	0,127	+ 30
+ 32,5	0,364	0,335	0,308	0,283	0,260	0,237	0,193	0,130	+ 32,5
+ 35	0,342	0,315	0,288	0,264	0,241	0,196	0,134	+ 35
+ 37,5	0,323	0,296	0,276	0,246	0,200	0,138	+ 37,5
+ 40	0,305	0,278	0,251	0,204	0,143	+ 40
+ 42,5	0,287	0,259	0,210	0,148	+ 42,5
+ 45	0,269	0,217	0,153	+ 45
+ 50	0,235	0,166	+ 50
+ 60°	0,201	+ 60°

Tabelle 59.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. δ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,657	0,610	0,564	0,522	0,481	0,446	0,410	0,378	0,348	0,317	0,290	0,262	0,238	0,195	0,121	$0 = \delta'$
- 5°	0,703	0,651	0,600	0,553	0,503	0,469	0,431	0,395	0,362	0,330	0,300	0,273	0,246	0,201	0,124	- 5°
- 10	0,776	0,714	0,651	0,597	0,548	0,500	0,459	0,420	0,384	0,348	0,317	0,286	0,258	0,209	0,129	- 10
- 15	1,027	0,828	0,737	0,668	0,606	0,549	0,497	0,451	0,411	0,371	0,338	0,304	0,273	0,219	0,133	- 15
- 17,5	.	1,023	0,809	0,716	0,645	0,581	0,521	0,472	0,429	0,387	0,350	0,314	0,283	0,226	0,136	- 17,5
- 20	.	.	1,015	0,788	0,692	0,621	0,553	0,495	0,449	0,403	0,364	0,326	0,293	0,234	0,139	- 20
- 22,5	.	.	.	1,004	0,767	0,672	0,592	0,528	0,473	0,424	0,380	0,341	0,303	0,242	0,142	- 22,5
- 25	0,992	0,750	0,648	0,568	0,504	0,449	0,402	0,358	0,319	0,251	0,146	- 25
- 27,5	0,982	0,727	0,624	0,545	0,480	0,407	0,377	0,335	0,263	0,151	- 27,5
- 30	0,969	0,710	0,600	0,521	0,457	0,400	0,354	0,276	0,157	- 30
- 32,5	0,950	0,680	0,575	0,496	0,432	0,377	0,290	0,165	- 32,5
- 35	0,934	0,656	0,550	0,471	0,408	0,308	0,173	- 35
- 37,5	0,913	0,632	0,523	0,448	0,331	0,183	- 37,5
- 40	0,892	0,608	0,497	0,359	0,195	- 40
- 42,5	0,866	0,576	0,397	0,209	- 42,5
- 45	0,842	0,446	0,225	- 45
- 50	0,789	0,268	- 50
- 60°	0,663	- 60°

Tabelle 60.

cotg ϑ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. ϑ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	0,63	0,60	0,58	0,55	0,53	0,50	0,48	0,44	0,42	0,39	0,36	0,34	0,31	0,27	0,18	$0 = \vartheta$
+ 5°	0,73	0,67	0,64	0,61	0,58	0,54	0,51	0,47	0,45	0,42	0,38	0,35	0,32	0,28	0,19	+ 5°
+ 10	0,82	0,74	0,70	0,66	0,62	0,58	0,54	0,50	0,47	0,44	0,40	0,37	0,34	0,29	0,19	+ 10
+ 15	0,90	0,81	0,76	0,71	0,66	0,62	0,58	0,53	0,49	0,46	0,42	0,39	0,36	0,31	0,20	+ 15
+ 17,5	.	0,86	0,78	0,73	0,68	0,63	0,59	0,54	0,50	0,47	0,43	0,40	0,37	0,31	0,20	+ 17,5
+ 20	.	.	0,81	0,75	0,70	0,64	0,60	0,55	0,51	0,48	0,44	0,41	0,38	0,32	0,21	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,77	0,71	0,66	0,62	0,57	0,52	0,49	0,45	0,42	0,38	0,32	0,21	+ 22,5
+ 25	0,73	0,67	0,63	0,58	0,53	0,50	0,45	0,43	0,39	0,33	0,21	+ 25
+ 27,5	0,69	0,64	0,59	0,54	0,51	0,46	0,44	0,40	0,33	0,22	+ 27,5
+ 30	0,65	0,60	0,55	0,51	0,47	0,44	0,40	0,34	0,22	+ 30
+ 32,5	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,41	0,35	0,22	+ 32,5
+ 35	0,58	0,53	0,49	0,46	0,42	0,35	0,23	+ 35
+ 37,5	0,54	0,50	0,47	0,42	0,36	0,23	+ 37,5
+ 40	0,51	0,47	0,43	0,36	0,24	+ 40
+ 42,5	0,48	0,44	0,37	0,24	+ 42,5
+ 45	0,45	0,37	0,24	+ 45
+ 50	0,39	0,25	+ 50
+ 60°	0,27	+ 60°

Tabelle 61.

cotg ϑ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$. ϑ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	0,63	0,60	0,58	0,55	0,53	0,50	0,48	0,44	0,42	0,39	0,36	0,34	0,31	0,27	0,18	$0 = \vartheta$
- 5°	0,50	0,51	0,49	0,47	0,46	0,45	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30	0,26	0,17	- 5°
- 10	+ 0,33	0,36	0,39	0,39	0,39	0,38	0,37	0,36	0,35	0,33	0,32	0,30	0,29	0,25	0,16	- 10
- 15	- 0,18	+ 0,14	+ 0,25	0,29	0,32	0,33	0,33	0,33	0,32	0,31	0,29	0,28	0,27	0,23	0,16	- 15
- 17,5	.	- 0,18	+ 0,13	+ 0,22	0,26	0,29	0,30	0,30	0,30	0,29	0,28	0,27	0,26	0,22	0,15	- 17,5
- 20	.	.	- 0,18	+ 0,11	0,19	0,24	0,27	0,28	0,28	0,27	0,27	0,26	0,25	0,22	0,15	- 20
- 22,5	.	.	.	- 0,18	+ 0,10	0,18	0,22	0,24	0,26	0,25	0,25	0,24	0,23	0,20	0,15	- 22,5
- 25	- 0,18	+ 0,08	0,16	0,20	0,24	0,22	0,23	0,22	0,22	0,19	0,14	- 25
- 27,5	- 0,18	+ 0,06	0,13	0,19	0,18	0,20	0,21	0,20	0,18	0,14	- 27,5
- 30	- 0,18	+ 0,06	0,13	0,15	0,18	0,19	0,18	0,17	0,13	- 30
- 32,5	- 0,18	+ 0,05	0,10	0,14	0,15	0,17	0,16	0,13	- 32,5
- 35	- 0,18	+ 0,04	0,09	0,11	0,16	0,15	0,12	- 35
- 37,5	- 0,18	+ 0,03	+ 0,07	0,13	0,14	0,12	- 37,5
- 40	- 0,18	+ 0,04	0,09	0,12	0,11	- 40
- 42,5	- 0,18	+ 0,04	0,09	0,10	- 42,5
- 45	- 0,18	+ 0,05	0,09	- 45
- 50	- 0,18	+ 0,06	- 50
- 60°	- 0,18	- 60°

Tabelle 62.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\angle \alpha = -20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,735	0,691	0,648	0,609	0,572	0,534	0,496	0,467	0,434	0,405	0,376	0,350	0,323	0,273	0,195	$0 = \delta$
+ 5°	0,710	0,669	0,628	0,592	0,555	0,520	0,484	0,457	0,425	0,398	0,370	0,346	0,320	0,271	0,195	+ 5°
+ 10	0,695	0,658	0,616	0,584	0,546	0,513	0,478	0,450	0,421	0,394	0,370	0,346	0,321	0,271	0,196	+ 10
+ 15	0,693	0,652	0,610	0,579	0,544	0,509	0,475	0,448	0,422	0,397	0,370	0,347	0,322	0,273	0,199	+ 15
+ 17,5	.	0,652	0,610	0,578	0,544	0,509	0,475	0,451	0,424	0,399	0,372	0,348	0,323	0,274	0,201	+ 17,5
+ 20	.	.	0,612	0,580	0,547	0,510	0,477	0,452	0,428	0,402	0,374	0,350	0,324	0,276	0,203	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,584	0,550	0,514	0,481	0,456	0,430	0,405	0,378	0,353	0,326	0,280	0,206	+ 22,5
+ 25	0,556	0,520	0,486	0,460	0,434	0,410	0,382	0,356	0,330	0,284	0,209	+ 25
+ 27,5	0,529	0,493	0,467	0,440	0,414	0,386	0,360	0,336	0,289	0,213	+ 27,5
+ 30	0,501	0,474	0,445	0,420	0,393	0,367	0,343	0,295	0,218	+ 30
+ 32,5	0,481	0,453	0,426	0,399	0,372	0,351	0,302	0,224	+ 32,5
+ 35	0,462	0,434	0,408	0,380	0,360	0,310	0,230	+ 35
+ 37,5	0,442	0,416	0,390	0,369	0,320	0,238	+ 37,5
+ 40	0,427	0,402	0,379	0,330	0,245	+ 40
+ 42,5	0,415	0,392	0,342	0,253	+ 42,5
+ 45	0,405	0,356	0,262	+ 45
+ 50	0,390	0,294	+ 50
+ 60°	0,342	+ 60°

Tabelle 63.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\angle \alpha = -20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,735	0,691	0,648	0,609	0,572	0,534	0,496	0,467	0,434	0,405	0,376	0,350	0,323	0,273	0,195	$0 = \delta$
- 5°	0,777	0,729	0,682	0,639	0,594	0,555	0,517	0,483	0,448	0,416	0,385	0,358	0,331	0,278	0,196	- 5°
- 10	0,851	0,789	0,733	0,682	0,635	0,588	0,547	0,509	0,470	0,434	0,400	0,370	0,341	0,286	0,198	- 10
- 15	1,128	0,900	0,817	0,748	0,690	0,635	0,586	0,544	0,499	0,460	0,423	0,388	0,356	0,298	0,202	- 15
- 17,5	.	1,130	0,890	0,798	0,732	0,667	0,614	0,566	0,518	0,478	0,439	0,401	0,366	0,306	0,206	- 17,5
- 20	.	.	1,131	0,880	0,784	0,708	0,647	0,592	0,543	0,497	0,457	0,415	0,378	0,316	0,211	- 20
- 22,5	.	.	.	1,129	0,866	0,764	0,690	0,622	0,571	0,519	0,477	0,433	0,392	0,326	0,217	- 22,5
- 25	1,126	0,846	0,745	0,666	0,600	0,545	0,499	0,452	0,409	0,337	0,223	- 25
- 27,5	1,120	0,832	0,727	0,647	0,578	0,525	0,476	0,429	0,350	0,230	- 27,5
- 30	1,115	0,817	0,707	0,627	0,559	0,504	0,453	0,365	0,238	- 30
- 32,5	1,105	0,800	0,687	0,601	0,535	0,480	0,383	0,248	- 32,5
- 35	1,093	0,774	0,662	0,580	0,510	0,403	0,258	- 35
- 37,5	1,080	0,756	0,640	0,558	0,430	0,270	- 37,5
- 40	1,063	0,728	0,619	0,465	0,283	- 40
- 42,5	1,045	0,715	0,507	0,300	- 42,5
- 45	1,036	0,567	0,320	- 45
- 50	0,981	0,375	- 50
- 60°	0,866	- 60°

Tabelle 64.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,52	0,49	0,47	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,29	0,26	0,24	0,22	0,18	0,08	$0 = \delta$
+ 5°	0,63	0,58	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,34	0,32	0,29	0,27	0,24	0,20	0,09	+ 5°
+ 10	0,74	0,67	0,61	0,56	0,52	0,48	0,44	0,41	0,37	0,34	0,32	0,29	0,26	0,21	0,10	+ 10
+ 15	0,82	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,48	0,44	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28	0,22	0,11	+ 15
+ 17,5	.	0,78	0,71	0,65	0,59	0,54	0,50	0,46	0,42	0,38	0,35	0,32	0,29	0,23	0,12	+ 17,5
+ 20	.	.	0,74	0,68	0,62	0,57	0,52	0,47	0,43	0,40	0,36	0,30	0,30	0,24	0,12	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,71	0,64	0,59	0,54	0,49	0,45	0,41	0,38	0,34	0,31	0,25	0,13	+ 22,5
+ 25	0,67	0,62	0,56	0,51	0,47	0,43	0,39	0,36	0,32	0,25	0,13	+ 25
+ 27,5	0,64	0,58	0,53	0,48	0,44	0,40	0,37	0,33	0,26	0,14	+ 27,5
+ 30	0,60	0,55	0,50	0,46	0,42	0,38	0,34	0,27	0,15	+ 30
+ 32,5	0,57	0,52	0,48	0,43	0,39	0,35	0,28	0,15	+ 32,5
+ 35	0,54	0,49	0,44	0,40	0,36	0,28	0,16	+ 35
+ 37,5	0,51	0,46	0,42	0,37	0,30	0,17	+ 37,5
+ 40	0,47	0,43	0,39	0,31	0,18	+ 40
+ 42,5	0,44	0,40	0,32	0,19	+ 42,5
+ 45	0,41	0,33	0,20	+ 45
+ 50	0,36	0,22	+ 50
+ 60°	0,30	+ 60°

Tabelle 65.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -20^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°		
$\delta = 0$	0,52	0,49	0,47	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,29	0,26	0,24	0,22	0,18	0,08	$0 = \delta$	
- 5°	0,38	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24	0,22	0,20	0,16	0,08	- 5°	
- 10	+ 0,20	0,24	0,26	0,27	0,28	0,27	0,26	0,26	0,24	0,23	0,22	0,20	0,18	0,15	0,07	- 10	
- 15	- 0,36	+ 0,02	0,11	0,16	0,18	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,19	0,17	0,16	0,13	0,06	- 15	
- 17,5	.	- 0,36	- 0,02	+ 0,07	+ 0,12	0,15	0,17	0,17	0,18	0,17	0,17	0,17	0,15	0,14	0,12	0,05	- 17,5
- 20	.	.	- 0,36	- 0,04	+ 0,05	0,10	0,13	0,13	0,14	0,15	0,15	0,15	0,19	0,13	0,11	0,04	- 20
- 22,5	.	.	.	- 0,36	- 0,05	+ 0,03	+ 0,08	+ 0,09	+ 0,11	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,09	0,04	- 22,5
- 25	- 0,36	- 0,07	+ 0,01	+ 0,04	+ 0,07	0,08	0,10	0,11	0,10	0,08	0,04	- 25	
- 27,5	- 0,36	- 0,09	- 0,02	+ 0,02	+ 0,05	0,07	0,08	0,08	0,07	0,03	- 27,5	
- 30	- 0,36	- 0,11	- 0,03	+ 0,01	+ 0,03	+ 0,05	+ 0,02	+ 0,06	+ 0,02	- 30	
- 32,5	- 0,36	- 0,11	- 0,04	+ 0,00	+ 0,02	+ 0,04	+ 0,04	+ 0,01	- 32,5	
- 35	- 0,36	- 0,12	- 0,06	- 0,02	+ 0,01	+ 0,03	+ 0,00	- 35	
- 37,5	- 0,36	- 0,13	- 0,08	- 0,03	+ 0,01	- 0,01	- 37,5	
- 40	- 0,36	- 0,15	- 0,08	- 0,02	- 0,02	- 40	
- 42,5	- 0,36	- 0,16	- 0,05	- 0,03	- 42,5	
- 45	- 0,36	- 0,10	- 0,04	- 45
- 50	- 0,36	- 0,08	- 50
- 60°	- 0,36	- 60°

Tabelle 66.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\angle \alpha = -40^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$. δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,03	0,98	0,94	0,89	0,86	0,82	0,80	0,76	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,54	0,42	$0 = \delta$
+ 5°	1,02	0,98	0,93	0,91	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,54	0,43	+ 5°
+ 10	1,02	0,99	0,93	0,90	0,87	0,83	0,80	0,77	0,73	0,69	0,65	0,63	0,60	0,55	0,44	+ 10
+ 15	1,04	1,00	0,95	0,91	0,88	0,84	0,82	0,78	0,74	0,70	0,65	0,63	0,61	0,57	0,46	+ 15
+ 17,5	.	1,01	0,96	0,92	0,89	0,85	0,82	0,78	0,75	0,71	0,66	0,64	0,62	0,58	0,47	+ 17,5
+ 20	.	.	0,98	0,93	0,90	0,86	0,83	0,79	0,76	0,72	0,68	0,65	0,63	0,59	0,48	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,96	0,92	0,88	0,85	0,81	0,78	0,74	0,70	0,67	0,64	0,61	0,49	+ 22,5
+ 25	0,94	0,90	0,87	0,84	0,80	0,76	0,73	0,69	0,66	0,63	0,51	+ 25
+ 27,5	0,93	0,90	0,87	0,83	0,79	0,75	0,72	0,69	0,65	0,53	+ 27,5
+ 30	0,93	0,90	0,87	0,83	0,78	0,75	0,72	0,68	0,55	+ 30
+ 32,5	0,93	0,91	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,58	+ 32,5
+ 35	0,95	0,91	0,88	0,84	0,80	0,74	0,60	+ 35
+ 37,5	0,96	0,93	0,88	0,86	0,80	0,64	+ 37,5
+ 40	0,99	0,94	0,91	0,85	0,68	+ 40
+ 42,5	1,03	0,99	0,91	0,73	+ 42,5
+ 45	0,79	+ 45
+ 50	+ 50
+ 60°	+ 60°

Tabelle 67.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\angle \alpha = -40^\circ$ geneigt.Erdboden wagerecht, $\angle \beta = \pm 0^\circ$. δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,03	0,98	0,94	0,89	0,86	0,82	0,80	0,76	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,54	0,42	$0 = \delta$
- 5°	1,07	1,01	0,97	0,93	0,89	0,84	0,81	0,77	0,74	0,71	0,67	0,63	0,59	0,54	0,43	- 5°
- 10	1,16	1,09	1,03	0,99	0,95	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,69	0,65	0,61	0,55	0,43	- 10
- 15	1,54	1,25	1,14	1,07	1,00	0,94	0,90	0,85	0,81	0,77	0,72	0,67	0,63	0,57	0,44	- 15
- 17,5	.	1,57	1,22	1,15	1,06	0,99	0,93	0,87	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,58	0,44	- 17,5
- 20	.	.	1,60	1,23	1,13	1,03	0,97	0,91	0,86	0,81	0,75	0,71	0,67	0,60	0,45	- 20
- 22,5	.	.	.	1,62	1,23	1,14	1,03	0,95	0,89	0,84	0,78	0,74	0,69	0,61	0,46	- 22,5
- 25	1,64	1,25	1,10	1,02	0,95	0,88	0,81	0,77	0,71	0,63	0,47	- 25
- 27,5	1,66	1,18	1,10	1,01	0,93	0,85	0,80	0,74	0,64	0,48	- 27,5
- 30	1,68	1,19	1,06	0,98	0,90	0,84	0,78	0,67	0,49	- 30
- 32,5	1,69	1,19	1,08	0,97	0,88	0,79	0,70	0,51	- 32,5
- 35	1,69	1,19	1,06	0,94	0,84	0,73	0,53	- 35
- 37,5	1,70	1,23	1,02	0,92	0,77	0,55	- 37,5
- 40	1,70	1,20	1,04	0,82	0,58	- 40
- 42,5	1,70	1,17	0,88	0,60	- 42,5
- 45	1,70	0,98	0,63	- 45
- 50	1,68	0,73	- 50
- 60°	1,60	- 60°

Tabelle 70.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -60^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,77	1,73	1,68	1,63	1,58	1,54	1,50	1,46	1,42	1,38	1,34	1,31	1,27	1,21	1,08	$0 = \delta$
+ 5°	1,78	1,74	1,68	1,64	1,60	1,56	1,53	1,48	1,44	1,40	1,37	1,33	1,31	1,24	1,12	+ 5°
+ 10	1,84	1,79	1,74	1,70	1,66	1,62	1,59	1,55	1,51	1,48	1,45	1,41	1,38	1,30	1,16	+ 10
+ 15	1,97	1,91	1,85	1,80	1,77	1,74	1,70	1,66	1,62	1,59	1,55	1,51	1,46	1,40	1,24	+ 15
+ 17,5	.	1,99	1,93	1,88	1,84	1,80	1,77	1,73	1,69	1,65	1,61	1,58	1,53	1,46	.	+ 17,5
+ 20	.	.	2,01	1,97	1,93	1,89	1,86	1,81	1,77	1,72	1,67	1,64	1,60	1,52	.	+ 20
+ 22,5	2,03	1,98	1,95	1,91	1,86	1,82	1,77	1,73	1,68	.	.	+ 22,5
+ 25	2,04	1,99	1,95	1,91	1,87	+ 25
+ 27,5	+ 27,5
+ 30	+ 30
+ 32,5	+ 32,5
+ 35	+ 35
+ 37,5	+ 37,5
+ 40	+ 40
+ 42,5	+ 42,5
+ 45	+ 45
+ 50	+ 50
+ 60°	+ 60°

Tabelle 71.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -60^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,77	1,73	1,68	1,63	1,58	1,54	1,50	1,46	1,42	1,38	1,34	1,31	1,27	1,21	1,08	$0 = \delta$
- 5°	1,80	1,74	1,69	1,65	1,61	1,57	1,53	1,48	1,43	1,39	1,34	1,30	1,27	1,20	1,06	- 5°
- 10	1,96	1,86	1,78	1,73	1,67	1,63	1,57	1,52	1,47	1,42	1,37	1,32	1,28	1,20	1,06	- 10
- 15	2,82	2,18	1,99	1,89	1,81	1,73	1,66	1,61	1,54	1,47	1,42	1,37	1,32	1,22	1,06	- 15
- 17,5	.	2,95	2,20	2,03	1,90	1,81	1,72	1,67	1,58	1,52	1,45	1,40	1,34	1,24	1,06	- 17,5
- 20	.	.	3,06	2,26	2,06	1,92	1,81	1,73	1,64	1,57	1,49	1,43	1,38	1,27	1,07	- 20
- 22,5	.	.	.	3,17	2,30	2,07	1,92	1,82	1,71	1,62	1,54	1,48	1,41	1,30	1,08	- 22,5
- 25	3,27	2,34	2,08	1,94	1,81	1,70	1,60	1,53	1,46	1,34	1,10	- 25
- 27,5	3,37	2,37	2,12	1,94	1,79	1,68	1,59	1,51	1,38	1,11	- 27,5
- 30	3,47	2,43	2,15	1,93	1,78	1,67	1,57	1,42	1,13	- 30
- 32,5	3,54	2,45	2,13	1,92	1,79	1,67	1,48	1,16	- 32,5
- 35	3,62	2,45	2,12	1,94	1,79	1,56	1,19	- 35
- 37,5	3,70	2,46	2,16	1,95	1,64	1,26	- 37,5
- 40	3,77	2,50	2,20	1,76	1,30	- 40
- 42,5	3,82	2,53	1,90	1,36	- 42,5
- 45	3,86	2,11	1,46	- 45
- 50	3,94	1,66	- 50
- 60°	4,00	- 60°

Tabelle 72.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -60^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 ϑ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	+ 0,11	+ 0,10	+ 0,07	+ 0,04	+ 0,03	+ 0,01	- 0,02	- 0,04	- 0,05	- 0,07	- 0,08	- 0,11	- 0,14	- 0,18	- 0,26	0 = ϑ
+ 5°	0,39	0,33	0,27	0,23	0,18	0,15	0,12	0,09	0,06	0,03	+ 0,02	- 0,02	- 0,05	- 0,11	- 0,21	+ 5°
+ 10	0,68	0,58	0,50	0,43	0,37	0,31	0,26	0,22	0,17	0,13	+ 0,09	0,07	0,04	- 0,02	- 0,14	+ 10
+ 15	0,99	0,85	0,73	0,65	0,58	0,50	0,43	0,36	0,31	0,26	0,22	0,17	0,14	+ 0,08	- 0,09	+ 15
+ 17,5	.	1,01	0,87	0,79	0,70	0,62	0,54	0,46	0,40	0,34	0,28	0,23	0,19	+ 0,13	.	+ 17,5
+ 20	.	.	1,03	0,93	0,85	0,74	0,65	0,57	0,49	0,42	0,36	0,31	0,26	+ 0,19	.	+ 20
+ 22,5	0,98	0,88	0,79	0,70	0,60	0,52	0,45	0,38	0,33	.	.	+ 22,5
+ 25	1,03	0,94	0,85	0,74	0,63	0,56	+ 25
+ 27,5	+ 27,5
+ 30	+ 30
+ 32,5	+ 32,5
+ 35	+ 35
+ 37,5	+ 37,5
+ 40	+ 40
+ 42,5	+ 42,5
+ 45	+ 45
+ 50	+ 50
+ 60°	+ 60°

Tabelle 73.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -60^\circ$ geneigt. Erdboden wagerecht, $\sphericalangle \beta = \pm 0^\circ$.
 ϑ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\vartheta = 0$	+ 0,11	+ 0,10	+ 0,07	+ 0,04	+ 0,03	+ 0,01	- 0,02	- 0,04	- 0,05	- 0,07	- 0,08	- 0,11	- 0,14	- 0,18	- 0,26	0 = ϑ
- 5°	- 0,19	- 0,15	- 0,14	- 0,13	- 0,13	- 0,14	- 0,15	- 0,16	- 0,17	- 0,17	- 0,18	- 0,20	- 0,22	- 0,24	- 0,31	- 5°
- 10	- 0,60	- 0,47	- 0,38	- 0,34	- 0,31	- 0,29	- 0,28	- 0,28	- 0,27	- 0,27	- 0,27	- 0,28	- 0,30	- 0,32	- 0,37	- 10
- 15	- 1,74	- 0,92	- 0,73	- 0,62	- 0,54	- 0,47	- 0,42	- 0,41	- 0,40	- 0,39	- 0,37	- 0,38	- 0,38	- 0,39	- 0,42	- 15
- 17,5	.	- 1,74	- 0,95	- 0,80	- 0,68	- 0,58	- 0,51	- 0,48	- 0,47	- 0,44	- 0,42	- 0,41	- 0,42	- 0,42	- 0,44	- 17,5
- 20	.	.	- 1,74	- 1,01	- 0,84	- 0,92	- 0,62	- 0,56	- 0,53	- 0,50	- 0,47	- 0,47	- 0,46	- 0,46	- 0,46	- 20
- 22,5	.	.	.	- 1,74	- 1,06	- 0,87	- 0,74	- 0,66	- 0,61	- 0,55	- 0,52	- 0,51	- 0,49	- 0,49	- 0,49	- 22,5
- 25	- 1,74	- 1,09	- 0,89	- 0,78	- 0,70	- 0,62	- 0,57	- 0,56	- 0,54	- 0,53	- 0,52	- 25
- 27,5	- 1,74	- 1,10	- 0,92	- 0,81	- 0,72	- 0,64	- 0,62	- 0,59	- 0,57	- 0,54	- 27,5
- 30	- 1,74	- 1,13	- 0,96	- 0,83	- 0,74	- 0,69	- 0,65	- 0,60	- 0,57	- 30
- 32,5	- 1,74	- 1,14	- 0,97	- 0,84	- 0,77	- 0,72	- 0,64	- 0,60	- 32,5
- 35	- 1,74	- 1,14	- 0,97	- 0,87	- 0,80	- 0,70	- 0,63	- 35
- 37,5	- 1,74	- 1,16	- 0,99	- 0,90	- 0,77	- 0,66	- 37,5
- 40	- 1,74	- 1,16	- 1,01	- 0,84	- 0,70	- 40
- 42,5	- 1,74	- 1,17	- 0,92	- 0,74	- 42,5
- 45	- 1,74	- 1,02	- 0,79	- 45
- 50	- 1,74	- 0,90	- 50
- 60°	- 1,74	- 60°

Tabelle 74.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt. δ positiv.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,64	0,57	0,50	0,43	0,39	0,35	0,30	0,27	0,23	0,19	0,17	0,14	0,13	0,08	0,04	$0 = \delta$
+ 5°	0,62	0,54	0,47	0,40	0,37	0,34	0,28	0,25	0,22	0,18	0,16	0,14	0,12	0,08	0,04	+ 5°
+ 10	0,59	0,52	0,45	0,39	0,35	0,33	0,27	0,24	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12	0,08	0,04	+ 10
+ 15	0,57	0,50	0,44	0,39	0,34	0,32	0,27	0,24	0,21	0,18	0,15	0,13	0,12	0,08	0,04	+ 15
+ 17,5	.	0,50	0,44	0,38	0,34	0,31	0,26	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 17,5
+ 20	.	.	0,44	0,38	0,33	0,31	0,26	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,38	0,33	0,30	0,26	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 22,5
+ 25	0,33	0,30	0,26	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 25
+ 27,5	0,30	0,26	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 27,5
+ 30	0,26	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 30
+ 32,5	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 32,5
+ 35	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,03	+ 35
+ 37,5	0,18	0,15	0,13	0,11	0,07	0,04	+ 37,5
+ 40	0,16	0,14	0,12	0,08	0,04	+ 40
+ 42,5	0,14	0,12	0,08	0,04	+ 42,5
+ 45	0,12	0,08	0,04	+ 45
+ 50	0,08	0,04	+ 50
+ 60°	0,04	+ 60°

Tabelle 75.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt. δ negativ.

$\rho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	0,64	0,57	0,50	0,43	0,39	0,35	0,30	0,27	0,23	0,19	0,17	0,14	0,13	0,08	0,04	$0 = \delta$
- 5°	0,69	0,60	0,54	0,47	0,42	0,37	0,32	0,29	0,24	0,20	0,18	0,15	0,14	0,09	0,04	- 5°
- 10	0,76	0,66	0,59	0,51	0,46	0,42	0,35	0,31	0,26	0,22	0,19	0,16	0,15	0,09	0,04	- 10
- 15	0,93	0,77	0,67	0,58	0,51	0,44	0,38	0,34	0,29	0,25	0,21	0,18	0,15	0,10	0,04	- 15
- 17,5	.	0,91	0,72	0,62	0,54	0,47	0,41	0,36	0,31	0,26	0,22	0,19	0,16	0,11	0,05	- 17,5
- 20	.	.	0,89	0,68	0,58	0,50	0,43	0,38	0,33	0,28	0,23	0,20	0,17	0,12	0,05	- 20
- 22,5	.	.	.	0,87	0,64	0,55	0,47	0,41	0,35	0,30	0,25	0,21	0,17	0,12	0,05	- 22,5
- 25	0,85	0,61	0,52	0,45	0,38	0,32	0,26	0,23	0,18	0,13	0,05	- 25
- 27,5	0,82	0,59	0,50	0,42	0,35	0,29	0,24	0,20	0,14	0,05	- 27,5
- 30	0,79	0,58	0,46	0,38	0,31	0,26	0,21	0,15	0,06	- 30
- 32,5	0,76	0,54	0,43	0,34	0,29	0,24	0,16	0,06	- 32,5
- 35	0,73	0,49	0,38	0,33	0,27	0,18	0,06	- 35
- 37,5	0,70	0,44	0,37	0,30	0,20	0,06	- 37,5
- 40	0,67	0,42	0,34	0,22	0,07	- 40
- 42,5	0,63	0,40	0,25	0,08	- 42,5
- 45	0,65	0,30	0,09	- 45
- 50	0,52	0,11	- 50
- 60°	0,36	- 60°

Tabelle 76.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,25	1,08	1,00	0,95	0,87	0,80	0,76	0,72	0,68	0,62	0,60	0,58	0,53	0,48	0,37	$0 = \delta$
+ 5°	1,36	1,16	1,06	1,01	0,91	0,83	0,78	0,74	0,70	0,63	0,62	0,59	0,54	0,49	0,37	+ 5°
+ 10	1,44	1,23	1,11	1,05	0,94	0,85	0,80	0,76	0,72	0,64	0,63	0,60	0,54	0,49	0,37	+ 10
+ 15	1,55	1,27	1,15	1,06	0,97	0,87	0,82	0,77	0,74	0,65	0,63	0,61	0,55	0,50	0,37	+ 15
+ 17,5	.	1,32	1,17	1,07	0,98	0,89	0,83	0,78	0,74	0,66	0,64	0,61	0,56	0,50	0,37	+ 17,5
+ 20	.	.	1,18	1,07	0,99	0,90	0,84	0,79	0,75	0,67	0,64	0,61	0,56	0,50	0,38	+ 20
+ 22,5	.	.	.	1,08	0,99	0,91	0,85	0,80	0,75	0,68	0,65	0,61	0,56	0,50	0,38	+ 22,5
+ 25	1,00	0,92	0,85	0,81	0,76	0,69	0,65	0,62	0,57	0,50	0,38	+ 25
+ 27,5	0,93	0,86	0,81	0,76	0,70	0,65	0,62	0,57	0,51	0,38	+ 27,5
+ 30	0,87	0,82	0,77	0,70	0,66	0,62	0,57	0,51	0,38	+ 30
+ 32,5	0,82	0,77	0,71	0,66	0,63	0,58	0,51	0,38	+ 32,5
+ 35	0,77	0,72	0,67	0,63	0,58	0,51	0,39	+ 35
+ 37,5	0,72	0,67	0,64	0,59	0,51	0,39	+ 37,5
+ 40	0,67	0,64	0,59	0,52	0,39	+ 40
+ 42,5	0,64	0,60	0,52	0,39	+ 42,5
+ 45	0,60	0,52	0,39	+ 45
+ 50	0,52	0,39	+ 50
+ 60°	0,39	+ 60°

Tabelle 77.

cotg ϑ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt. Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,25	1,08	1,00	0,95	0,87	0,80	0,76	0,72	0,68	0,62	0,60	0,58	0,53	0,48	0,37	$0 = \delta$
- 5°	1,12	1,00	0,94	0,90	0,83	0,77	0,73	0,70	0,66	0,61	0,59	0,57	0,53	0,48	0,37	- 5°
- 10	0,90	0,88	0,84	0,82	0,76	0,73	0,70	0,67	0,64	0,60	0,58	0,56	0,52	0,47	0,36	- 10
- 15	0,18	0,65	0,69	0,69	0,69	0,68	0,67	0,64	0,62	0,59	0,56	0,54	0,52	0,47	0,36	- 15
- 17,5	.	0,18	0,56	0,65	0,66	0,65	0,64	0,62	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51	0,47	0,36	- 17,5
- 20	.	.	0,18	0,50	0,63	0,62	0,60	0,59	0,58	0,56	0,54	0,52	0,50	0,47	0,36	- 20
- 22,5	.	.	.	0,18	0,48	0,53	0,57	0,58	0,56	0,55	0,53	0,51	0,49	0,46	0,36	- 22,5
- 25	0,18	0,46	0,51	0,53	0,53	0,53	0,52	0,50	0,48	0,44	0,35	- 25
- 27,5	0,18	0,44	0,49	0,50	0,51	0,50	0,49	0,47	0,42	0,35	- 27,5
- 30	0,18	0,43	0,48	0,49	0,48	0,47	0,46	0,41	0,35	- 30
- 32,5	0,18	0,43	0,44	0,45	0,45	0,45	0,40	0,35	- 32,5
- 35	0,18	0,40	0,42	0,43	0,43	0,39	0,35	- 35
- 37,5	0,18	0,38	0,41	0,41	0,38	0,35	- 37,5
- 40	0,18	0,37	0,39	0,37	0,34	- 40
- 42,5	0,18	0,36	0,34	0,34	- 42,5
- 45	0,18	0,31	0,33	- 45
- 50	0,18	0,32	- 50
- 60°	0,18	- 60°

Tabelle 78.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt. d positiv.

$e =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$d = 0$	0,71	0,63	0,57	0,51	0,46	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,23	0,21	0,19	0,14	0,08	$0 = d$
+ 5°	0,68	0,61	0,54	0,49	0,44	0,41	0,36	0,32	0,29	0,26	0,23	0,21	0,18	0,14	0,08	+ 5°
+ 10	0,67	0,59	0,53	0,48	0,43	0,40	0,35	0,32	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,13	0,07	+ 10
+ 15	0,66	0,58	0,52	0,47	0,42	0,39	0,34	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,13	0,07	+ 15
+ 17,5	.	0,57	0,52	0,47	0,42	0,39	0,34	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,13	0,07	+ 17,5
+ 20	.	.	0,51	0,47	0,42	0,39	0,34	0,31	0,27	0,25	0,22	0,20	0,17	0,13	0,07	+ 20
+ 22,5	.	.	.	0,47	0,42	0,39	0,34	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,13	0,07	+ 22,5
+ 25	0,42	0,39	0,35	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,13	0,07	+ 25
+ 27,5	0,39	0,35	0,32	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,13	0,08	+ 27,5
+ 30	0,35	0,32	0,28	0,25	0,23	0,20	0,18	0,13	0,08	+ 30
+ 32,5	0,32	0,29	0,25	0,23	0,20	0,18	0,13	0,08	+ 32,5
+ 35	0,29	0,26	0,23	0,20	0,18	0,13	0,08	+ 35
+ 37,5	0,26	0,24	0,21	0,18	0,13	0,08	+ 37,5
+ 40	0,24	0,21	0,19	0,14	0,09	+ 40
+ 42,5	0,21	0,19	0,14	0,09	+ 42,5
+ 45	0,19	0,14	0,09	+ 45
+ 50	0,15	0,10	+ 50
+ 60°	0,11	+ 60°

Tabelle 79.

 $\lambda \alpha$ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt. d negativ.

$e =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$d = 0$	0,71	0,63	0,57	0,51	0,46	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,23	0,21	0,19	0,14	0,08	$0 = d$
- 5°	0,74	0,67	0,59	0,53	0,49	0,45	0,40	0,35	0,31	0,28	0,24	0,22	0,19	0,14	0,09	- 5°
- 10	0,80	0,72	0,64	0,59	0,52	0,48	0,43	0,38	0,34	0,30	0,26	0,23	0,20	0,15	0,09	- 10
- 15	0,97	0,80	0,71	0,64	0,58	0,52	0,47	0,41	0,36	0,32	0,29	0,25	0,21	0,16	0,09	- 15
- 17,5	.	0,95	0,77	0,69	0,61	0,55	0,49	0,43	0,38	0,34	0,30	0,26	0,22	0,17	0,09	- 17,5
- 20	.	.	0,94	0,76	0,66	0,58	0,52	0,45	0,39	0,35	0,31	0,27	0,23	0,18	0,09	- 20
- 22,5	.	.	.	0,92	0,72	0,63	0,55	0,48	0,42	0,38	0,32	0,28	0,25	0,19	0,10	- 22,5
- 25	0,91	0,70	0,60	0,52	0,45	0,40	0,34	0,30	0,26	0,20	0,10	- 25
- 27,5	0,89	0,67	0,57	0,48	0,42	0,36	0,31	0,27	0,20	0,10	- 27,5
- 30	0,86	0,64	0,53	0,46	0,39	0,33	0,29	0,22	0,11	- 30
- 32,5	0,84	0,60	0,50	0,42	0,36	0,31	0,23	0,12	- 32,5
- 35	0,82	0,58	0,47	0,40	0,33	0,24	0,12	- 35
- 37,5	0,79	0,55	0,44	0,37	0,26	0,13	- 37,5
- 40	0,76	0,51	0,42	0,29	0,14	- 40
- 42,5	0,74	0,49	0,32	0,15	- 42,5
- 45	0,71	0,37	0,16	- 45
- 50	0,64	0,19	- 50
- 60°	0,50	- 60°

cotg ϑ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt. δ positiv.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,14	1,00	0,89	0,81	0,75	0,70	0,65	0,61	0,57	0,53	0,48	0,46	0,43	0,38	0,28	$0 = \delta$
+ 5°	1,27	1,09	0,95	0,87	0,79	0,74	0,69	0,64	0,59	0,55	0,49	0,47	0,44	0,38	0,28	+ 5°
+ 10	1,36	1,16	1,01	0,92	0,83	0,77	0,71	0,66	0,61	0,57	0,50	0,48	0,45	0,39	0,28	+ 10
+ 15	1,44	1,22	1,06	0,96	0,86	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,51	0,49	0,46	0,39	0,28	+ 15
+ 17,5	.	1,25	1,09	0,98	0,88	0,81	0,75	0,69	0,64	0,59	0,52	0,49	0,46	0,40	0,28	+ 17,5
+ 20	.	.	1,11	0,99	0,90	0,82	0,76	0,70	0,64	0,60	0,53	0,50	0,47	0,40	0,28	+ 20
+ 22,5	.	.	.	1,01	0,91	0,84	0,77	0,70	0,65	0,61	0,54	0,51	0,47	0,41	0,29	+ 22,5
+ 25	0,92	0,85	0,78	0,71	0,66	0,61	0,55	0,51	0,48	0,41	0,29	+ 25
+ 27,5	0,86	0,79	0,71	0,66	0,62	0,56	0,52	0,48	0,42	0,29	+ 27,5
+ 30	0,79	0,72	0,67	0,62	0,57	0,53	0,49	0,42	0,29	+ 30
+ 32,5	0,73	0,68	0,63	0,58	0,53	0,49	0,43	0,29	+ 32,5
+ 35	0,69	0,64	0,59	0,54	0,50	0,43	0,29	+ 35
+ 37,5	0,65	0,60	0,54	0,50	0,44	0,29	+ 37,5
+ 40	0,61	0,55	0,51	0,44	0,29	+ 40
+ 42,5	0,56	0,51	0,45	0,29	+ 42,5
+ 45	0,52	0,45	0,30	+ 45
+ 50	0,46	0,30	+ 50
+ 60°	0,33	+ 60°

Tabelle 81.

cotg ϑ -Werte.Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +10^\circ$ geneigt. δ negativ.

$\varrho =$	15°	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	50	60°	
$\delta = 0$	1,14	1,00	0,89	0,81	0,75	0,70	0,65	0,61	0,57	0,53	0,48	0,46	0,43	0,38	0,28	$0 = \delta$
- 5°	1,00	0,90	0,81	0,75	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54	0,51	0,47	0,45	0,42	0,37	0,27	- 5°
- 10	0,77	0,75	0,70	0,67	0,64	0,61	0,59	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44	0,41	0,37	0,27	- 10
- 15	0,00	0,47	0,54	0,55	0,55	0,54	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,43	0,40	0,36	0,26	- 15
- 17,5	.	0,00	0,41	0,48	0,50	0,51	0,50	0,49	0,47	0,45	0,43	0,42	0,39	0,35	0,26	- 17,5
- 20	.	.	0,00	0,36	0,42	0,45	0,46	0,46	0,45	0,43	0,41	0,41	0,38	0,34	0,26	- 20
- 22,5	.	.	.	0,00	0,32	0,38	0,41	0,42	0,43	0,41	0,39	0,40	0,37	0,33	0,26	- 22,5
- 25	0,00	0,27	0,35	0,38	0,40	0,39	0,38	0,39	0,36	0,32	0,25	- 25
- 27,5	0,00	0,25	0,33	0,36	0,37	0,36	0,38	0,35	0,31	0,25	- 27,5
- 30	0,00	0,25	0,31	0,34	0,34	0,36	0,34	0,31	0,25	- 30
- 32,5	0,00	0,26	0,29	0,31	0,33	0,32	0,30	0,24	- 32,5
- 35	0,00	0,21	0,27	0,30	0,30	0,29	0,24	- 35
- 37,5	0,00	0,21	0,26	0,28	0,27	0,24	- 37,5
- 40	0,00	0,19	0,25	0,26	0,23	- 40
- 42,5	0,00	0,18	0,24	0,22	- 42,5
- 45	0,00	0,21	0,22	- 45
- 50	0,00	0,20	- 50
- 60°	0,00	- 60°

Tabelle 82.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\angle \alpha = +20^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\angle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\varrho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,236	0,186	0,147	0,116	0,090	0,050	0,010
+ 5°	0,225	0,178	0,150	0,111	0,087	0,048	0,010
+ 10	0,217	0,171	0,136	0,106	0,084	0,046	0,0095
+ 15	0,210	0,167	0,131	0,104	0,082	0,045	0,009
+ 17,5	0,208	0,165	0,130	0,103	0,081	0,044	0,009
+ 20	0,206	0,164	0,129	0,102	0,080	0,044	0,009
+ 22,5	0,205	0,163	0,128	0,102	0,079	0,044	0,009
+ 25	0,204	0,162	0,128	0,101	0,079	0,044	0,009
+ 27,5	0,204	0,162	0,127	0,101	0,079	0,044	0,009
+ 30	0,204	0,162	0,127	0,101	0,079	0,044	0,009
+ 32,5	0,204	0,162	0,128	0,101	0,079	0,044	0,009
+ 35	0,205	0,162	0,128	0,102	0,079	0,044	0,009
+ 37,5	.	0,162	0,129	0,103	0,080	0,045	0,009
+ 40	.	.	0,129	0,103	0,080	0,045	0,009
+ 42,5	.	.	.	0,104	0,081	0,046	0,009
+ 45	0,082	0,046	0,010
+ 50	0,048	0,010
+ 60°	0,011

Tabelle 83.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\angle \alpha = +20^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\angle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\varrho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,236	0,186	0,147	0,116	0,090	0,050	0,010
- 5°	0,250	0,197	0,157	0,123	0,096	0,052	0,010
- 10	0,265	0,212	0,168	0,133	0,102	0,056	0,011
- 15	0,287	0,230	0,185	0,145	0,112	0,059	0,012
- 17,5	0,302	0,243	0,194	0,153	0,117	0,061	0,012
- 20	0,321	0,257	0,205	0,160	0,124	0,063	0,013
- 22,5	0,344	0,274	0,218	0,170	0,131	0,067	0,014
- 25	0,372	0,295	0,233	0,181	0,140	0,072	0,014
- 27,5	0,404	0,320	0,251	0,193	0,150	0,079	0,015
- 30	0,444	0,352	0,274	0,209	0,162	0,087	0,016
- 32,5	0,500	0,394	0,304	0,231	0,177	0,094	0,017
- 35	0,646	0,452	0,345	0,258	0,196	0,104	0,019
- 37,5	.	0,605	0,400	0,295	0,220	0,115	0,020
- 40	.	.	0,565	0,351	0,254	0,129	0,022
- 42,5	.	.	.	0,522	0,307	0,149	0,024
- 45	0,478	0,176	0,027
- 50	0,385	0,036
- 60°	0,193

Tabelle 84.

 $\cotg \vartheta$ -Werte.

Wand unter $\angle \alpha = +20^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\angle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\varrho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,954	0,868	0,792	0,734	0,684	0,602	0,466
+ 5°	0,964	0,876	0,798	0,741	0,690	0,604	0,467
+ 10	0,973	0,884	0,804	0,746	0,693	0,606	0,467
+ 15	0,982	0,891	0,809	0,751	0,697	0,608	0,468
+ 17,5	0,987	0,895	0,812	0,753	0,699	0,609	0,468
+ 20	0,991	0,898	0,810	0,756	0,700	0,610	0,468
+ 22,5	0,996	0,902	0,817	0,758	0,702	0,610	0,469
+ 25	1,000	0,905	0,820	0,760	0,704	0,611	0,469
+ 27,5	1,005	0,909	0,822	0,761	0,705	0,612	0,469
+ 30	1,010	0,912	0,825	0,763	0,707	0,613	0,469
+ 32,5	1,015	0,916	0,828	0,765	0,708	0,614	0,470
+ 35	1,020	0,919	0,830	0,766	0,710	0,615	0,470
+ 37,5	.	0,922	0,833	0,767	0,712	0,615	0,470
+ 40	.	.	0,836	0,769	0,713	0,616	0,470
+ 42,5	.	.	.	0,772	0,714	0,617	0,470
+ 45	0,716	0,618	0,471
+ 50	0,619	0,471
+ 60°	0,472

Tabelle 85.

 $\cotg \vartheta$ -Werte.

Wand unter $\angle \alpha = +20^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\angle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\varrho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,954	0,868	0,792	0,734	0,684	0,602	0,466
- 5°	0,945	0,857	0,783	0,726	0,680	0,599	0,466
- 10	0,928	0,841	0,773	0,718	0,675	0,597	0,465
- 15	0,905	0,822	0,759	0,708	0,670	0,593	0,464
- 17,5	0,893	0,811	0,751	0,703	0,665	0,591	0,463
- 20	0,877	0,799	0,744	0,697	0,660	0,589	0,463
- 22,5	0,858	0,785	0,734	0,690	0,655	0,586	0,462
- 25	0,836	0,767	0,724	0,681	0,650	0,583	0,462
- 27,5	0,806	0,747	0,712	0,672	0,643	0,580	0,461
- 30	0,762	0,720	0,698	0,660	0,635	0,576	0,461
- 32,5	0,690	0,683	0,675	0,645	0,626	0,571	0,460
- 35	0,364	0,620	0,640	0,627	0,615	0,565	0,459
- 37,5	.	0,364	0,584	0,602	0,599	0,558	0,458
- 40	.	.	0,364	0,550	0,576	0,550	0,458
- 42,5	.	.	.	0,364	0,536	0,539	0,457
- 45	0,364	0,522	0,455
- 50	0,364	0,453
- 60°	0,364

Tabelle 86.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 d positiv.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$d = 0$	0,335	0,273	0,226	0,186	0,152	0,103	0,039
+ 5°	0,323	0,264	0,218	0,180	0,146	0,100	0,038
+ 10	0,317	0,257	0,212	0,174	0,144	0,098	0,037
+ 15	0,314	0,253	0,207	0,171	0,142	0,096	0,037
+ 17,5	0,310	0,252	0,207	0,170	0,142	0,095	0,037
+ 20	0,310	0,251	0,206	0,170	0,141	0,095	0,037
+ 22,5	0,310	0,251	0,206	0,170	0,141	0,096	0,037
+ 25	0,310	0,252	0,207	0,171	0,141	0,096	0,037
+ 27,5	0,312	0,253	0,208	0,172	0,142	0,096	0,037
+ 30	0,314	0,255	0,209	0,173	0,143	0,097	0,037
+ 32,5	0,317	0,257	0,215	0,174	0,144	0,098	0,038
+ 35	0,321	0,259	0,213	0,176	0,145	0,099	0,038
+ 37,5	.	0,262	0,210	0,178	0,146	0,100	0,039
+ 40	.	.	0,217	0,180	0,148	0,102	0,039
+ 42,5	.	.	.	0,182	0,151	0,103	0,040
+ 45	0,153	0,105	0,040
+ 50	0,109	0,042
+ 60°	0,045

Tabelle 87.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 d negativ.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$d = 0$	0,335	0,273	0,226	0,186	0,152	0,103	0,039
- 5°	0,350	0,287	0,237	0,196	0,160	0,108	0,040
- 10	0,370	0,304	0,250	0,208	0,168	0,114	0,042
- 15	0,395	0,326	0,268	0,225	0,182	0,122	0,044
- 17,5	0,413	0,338	0,279	0,234	0,188	0,127	0,046
- 20	0,431	0,353	0,291	0,244	0,197	0,132	0,048
- 22,5	0,452	0,371	0,307	0,256	0,207	0,139	0,050
- 25	0,479	0,392	0,325	0,271	0,217	0,145	0,052
- 27,5	0,510	0,420	0,346	0,287	0,234	0,153	0,054
- 30	0,550	0,455	0,371	0,308	0,250	0,161	0,057
- 32,5	0,608	0,500	0,403	0,331	0,270	0,171	0,060
- 35	0,733	0,567	0,443	0,362	0,293	0,183	0,063
- 37,5	.	0,699	0,510	0,404	0,320	0,196	0,068
- 40	.	.	0,661	0,464	0,356	0,225	0,073
- 42,5	.	.	.	0,627	0,414	0,244	0,080
- 45	0,592	0,282	0,087
- 50	0,516	0,110
- 60°	0,350

Tabelle 88.

 $\cotg \vartheta$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 d positiv.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$d = 0$	0,897	0,787	0,710	0,654	0,604	0,514	0,378
+ 5°	0,913	0,801	0,721	0,662	0,611	0,519	0,380
+ 10	0,924	0,813	0,730	0,671	0,619	0,523	0,381
+ 15	0,935	0,824	0,738	0,678	0,625	0,526	0,383
+ 17,5	0,941	0,829	0,742	0,682	0,628	0,528	0,384
+ 20	0,946	0,835	0,746	0,685	0,631	0,530	0,385
+ 22,5	0,951	0,840	0,750	0,689	0,633	0,532	0,386
+ 25	0,957	0,845	0,753	0,692	0,636	0,534	0,387
+ 27,5	0,961	0,849	0,757	0,696	0,639	0,536	0,388
+ 30	0,967	0,854	0,761	0,700	0,641	0,538	0,389
+ 32,5	0,971	0,859	0,765	0,703	0,644	0,540	0,390
+ 35	0,976	0,863	0,769	0,706	0,646	0,542	0,391
+ 37,5	.	0,868	0,773	0,709	0,649	0,544	0,392
+ 40	.	.	0,777	0,713	0,652	0,546	0,394
+ 42,5	.	.	.	0,716	0,655	0,548	0,395
+ 45	0,658	0,550	0,397
+ 50	0,554	0,400
+ 60°	0,409

Tabelle 89.

 $\cotg \vartheta$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = +10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 d negativ.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$d = 0$	0,897	0,787	0,710	0,654	0,604	0,514	0,378
- 5°	0,879	0,771	0,697	0,644	0,596	0,509	0,376
- 10	0,855	0,753	0,683	0,632	0,587	0,503	0,374
- 15	0,826	0,732	0,666	0,619	0,577	0,496	0,372
- 17,5	0,806	0,707	0,657	0,612	0,572	0,493	0,371
- 20	0,784	0,689	0,646	0,603	0,565	0,489	0,370
- 22,5	0,759	0,685	0,632	0,595	0,559	0,484	0,369
- 25	0,730	0,663	0,617	0,584	0,550	0,480	0,368
- 27,5	0,689	0,636	0,597	0,571	0,541	0,474	0,367
- 30	0,632	0,601	0,576	0,556	0,528	0,469	0,365
- 32,5	0,538	0,551	0,542	0,536	0,513	0,461	0,363
- 35	0,176	0,469	0,506	0,505	0,495	0,451	0,360
- 37,5	.	0,176	0,436	0,461	0,470	0,440	0,358
- 40	.	.	0,176	0,390	0,439	0,427	0,354
- 42,5	.	.	.	0,176	0,388	0,409	0,350
- 45	0,176	0,386	0,346
- 50	0,176	0,333
- 60°	0,176

Tabelle 90.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,434	0,372	0,318	0,274	0,236	0,171	0,086
+ 5°	0,426	0,365	0,312	0,268	0,231	0,168	0,085
+ 10	0,421	0,360	0,307	0,264	0,228	0,166	0,084
+ 15	0,420	0,358	0,306	0,262	0,226	0,165	0,084
+ 17,5	0,421	0,358	0,305	0,262	0,226	0,165	0,084
+ 20	0,423	0,360	0,306	0,263	0,227	0,165	0,084
+ 22,5	0,426	0,362	0,307	0,264	0,228	0,166	0,084
+ 25	0,430	0,364	0,309	0,265	0,230	0,167	0,084
+ 27,5	0,435	0,368	0,311	0,267	0,231	0,168	0,085
+ 30	0,440	0,372	0,315	0,270	0,233	0,170	0,086
+ 32,5	0,447	0,378	0,320	0,273	0,237	0,172	0,088
+ 35	0,455	0,384	0,324	0,278	0,240	0,175	0,090
+ 37,5	.	0,392	0,330	0,282	0,245	0,178	0,092
+ 40	.	.	0,336	0,289	0,250	0,181	0,094
+ 42,5	.	.	.	0,295	0,255	0,185	0,096
+ 45	0,261	0,190	0,100
+ 50	0,202	0,106
+ 60°	0,125

Tabelle 91.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,434	0,372	0,318	0,274	0,236	0,171	0,086
- 5°	0,448	0,385	0,328	0,283	0,243	0,176	0,088
- 10	0,468	0,402	0,343	0,296	0,255	0,182	0,091
- 15	0,493	0,424	0,362	0,314	0,269	0,192	0,095
- 17,5	0,509	0,438	0,374	0,324	0,278	0,199	0,097
- 20	0,528	0,453	0,387	0,336	0,287	0,207	0,100
- 22,5	0,550	0,470	0,403	0,349	0,298	0,215	0,103
- 25	0,576	0,491	0,422	0,365	0,309	0,225	0,107
- 27,5	0,607	0,516	0,444	0,383	0,324	0,237	0,111
- 30	0,648	0,546	0,471	0,407	0,344	0,245	0,116
- 32,5	0,708	0,587	0,504	0,436	0,368	0,262	0,123
- 35	0,820	0,644	0,546	0,469	0,396	0,279	0,130
- 37,5	.	0,793	0,612	0,515	0,430	0,297	0,133
- 40	.	.	0,765	0,583	0,472	0,320	0,147
- 42,5	.	.	.	0,735	0,534	0,350	0,157
- 45	0,707	0,394	0,163
- 50	0,645	0,199
- 60°	0,500

Tabelle 92.

cotg δ -Werte.

Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 30$	0,827	0,721	0,637	0,575	0,521	0,436	0,297
+ 5°	0,847	0,737	0,650	0,587	0,531	0,443	0,300
+ 10	0,865	0,753	0,665	0,598	0,540	0,450	0,303
+ 15	0,882	0,767	0,678	0,609	0,548	0,456	0,307
+ 17,5	0,889	0,774	0,683	0,614	0,553	0,460	0,308
+ 20	0,897	0,781	0,690	0,620	0,557	0,463	0,309
+ 22,5	0,905	0,789	0,696	0,625	0,562	0,467	0,312
+ 25	0,913	0,795	0,702	0,630	0,567	0,470	0,314
+ 27,5	0,920	0,802	0,708	0,635	0,571	0,474	0,316
+ 30	0,927	0,809	0,714	0,640	0,576	0,478	0,318
+ 32,5	0,935	0,815	0,720	0,645	0,581	0,481	0,320
+ 35	0,942	0,821	0,726	0,650	0,585	0,485	0,322
+ 37,5	.	0,827	0,732	0,655	0,590	0,489	0,323
+ 40	.	.	0,738	0,660	0,595	0,492	0,325
+ 42,5	.	.	.	0,664	0,600	0,496	0,327
+ 45	0,605	0,500	0,330
+ 50	0,507	0,334
+ 60°	0,346

Tabelle 93.

cotg δ -Werte.

Wand senkrecht, $\sphericalangle \alpha = \pm 0^\circ$.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,827	0,721	0,637	0,575	0,521	0,436	0,297
- 5°	0,805	0,702	0,620	0,562	0,510	0,427	0,294
- 10	0,775	0,679	0,603	0,546	0,496	0,419	0,290
- 15	0,740	0,649	0,580	0,526	0,480	0,409	0,285
- 17,5	0,719	0,631	0,567	0,515	0,472	0,404	0,283
- 20	0,695	0,612	0,554	0,503	0,463	0,398	0,280
- 22,5	0,667	0,590	0,537	0,490	0,453	0,391	0,278
- 25	0,628	0,564	0,517	0,475	0,441	0,384	0,274
- 27,5	0,570	0,532	0,494	0,459	0,427	0,377	0,271
- 30	0,493	0,493	0,467	0,440	0,410	0,368	0,268
- 32,5	0,370	0,433	0,430	0,415	0,388	0,357	0,264
- 35	0	0,331	0,384	0,384	0,362	0,345	0,260
- 37,5	.	0	0,300	0,340	0,329	0,330	0,254
- 40	.	.	0	0,269	0,291	0,312	0,248
- 42,5	.	.	.	0	0,227	0,286	0,242
- 45	0	0,248
- 50	0,214
- 60°	0

Tabelle 94.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,569	0,499	0,440	0,385	0,335	0,262	0,153
+ 5°	0,564	0,494	0,436	0,380	0,332	0,259	0,153
+ 10	0,565	0,493	0,436	0,380	0,333	0,258	0,154
+ 15	0,572	0,518	0,440	0,383	0,336	0,260	0,156
+ 17,5	0,578	0,502	0,443	0,386	0,338	0,261	0,158
+ 20	0,585	0,509	0,448	0,390	0,341	0,263	0,160
+ 22,5	0,594	0,518	0,453	0,395	0,344	0,265	0,162
+ 25	0,605	0,527	0,460	0,401	0,348	0,269	0,164
+ 27,5	0,618	0,538	0,468	0,407	0,353	0,273	0,167
+ 30	0,632	0,549	0,477	0,414	0,359	0,278	0,170
+ 32,5	0,648	0,561	0,487	0,423	0,366	0,284	0,174
+ 35	0,667	0,573	0,498	0,432	0,373	0,292	0,178
+ 37,5	.	0,587	0,511	0,441	0,383	0,300	0,182
+ 40	.	.	0,525	0,453	0,393	0,310	0,186
+ 42,5	.	.	.	0,465	0,404	0,320	0,192
+ 45	0,417	0,331	0,198
+ 50	0,360	0,212
+ 60°	0,251

Tabelle 95.

 $\lambda \alpha$ -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,569	0,499	0,440	0,385	0,335	0,262	0,153
- 5°	0,578	0,509	0,449	0,394	0,342	0,266	0,154
- 10	0,592	0,523	0,462	0,408	0,352	0,274	0,158
- 15	0,614	0,545	0,482	0,426	0,368	0,284	0,163
- 17,5	0,629	0,558	0,494	0,436	0,378	0,291	0,167
- 20	0,646	0,574	0,508	0,450	0,389	0,298	0,171
- 22,5	0,666	0,593	0,523	0,463	0,401	0,308	0,175
- 25	0,690	0,615	0,542	0,480	0,415	0,320	0,181
- 27,5	0,721	0,646	0,564	0,499	0,432	0,332	0,187
- 30	0,760	0,680	0,591	0,521	0,451	0,346	0,193
- 32,5	0,814	0,725	0,628	0,550	0,474	0,362	0,201
- 35	0,937	0,796	0,674	0,585	0,501	0,382	0,210
- 37,5	.	0,916	0,742	0,635	0,542	0,405	0,220
- 40	.	.	0,894	0,717	0,593	0,432	0,232
- 42,5	.	.	.	0,870	0,678	0,471	0,245
- 45	0,847	0,521	0,260
- 50	0,789	0,300
- 60°	0,660

Tabelle 96.

cotg β -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ positiv.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,785	0,659	0,573	0,512	0,459	0,363	0,224
+ 5°	0,811	0,681	0,592	0,528	0,472	0,373	0,228
+ 10	0,834	0,700	0,610	0,544	0,486	0,383	0,232
+ 15	0,855	0,717	0,627	0,560	0,499	0,393	0,238
+ 17,5	0,866	0,726	0,635	0,568	0,506	0,398	0,240
+ 20	0,877	0,734	0,643	0,576	0,513	0,404	0,243
+ 22,5	0,887	0,743	0,651	0,583	0,520	0,408	0,246
+ 25	0,897	0,751	0,660	0,591	0,527	0,413	0,250
+ 27,5	0,907	0,760	0,668	0,599	0,534	0,419	0,253
+ 30	0,917	0,768	0,676	0,607	0,542	0,424	0,257
+ 32,5	0,926	0,776	0,685	0,614	0,549	0,429	0,260
+ 35	0,935	0,784	0,693	0,622	0,556	0,435	0,265
+ 37,5	.	0,792	0,701	0,630	0,563	0,441	0,269
+ 40	.	.	0,710	0,637	0,570	0,447	0,274
+ 42,5	.	.	.	0,645	0,578	0,454	0,278
+ 45	0,585	0,460	0,283
+ 50	0,475	0,294
+ 60°	0,326

Tabelle 97.

cotg β -Werte.

Wand unter $\sphericalangle \alpha = -10^\circ$ geneigt.
 Erdboden unter $\sphericalangle \beta = +30^\circ$ geneigt.
 δ negativ.

$\rho =$	35°	37,5	40	42,5	45	50	60°
$\delta = 0$	0,785	0,659	0,573	0,512	0,459	0,363	0,224
- 5°	0,756	0,633	0,552	0,494	0,443	0,352	0,219
- 10	0,724	0,603	0,527	0,473	0,426	0,340	0,213
- 15	0,686	0,568	0,499	0,449	0,405	0,328	0,206
- 17,5	0,665	0,548	0,483	0,436	0,396	0,320	0,202
- 20	0,640	0,526	0,467	0,421	0,384	0,313	0,198
- 22,5	0,609	0,502	0,448	0,404	0,371	0,302	0,193
- 25	0,560	0,472	0,425	0,386	0,357	0,291	0,188
- 27,5	0,495	0,435	0,399	0,365	0,341	0,279	0,182
- 30	0,406	0,388	0,364	0,342	0,322	0,265	0,176
- 32,5	0,262	0,323	0,321	0,314	0,300	0,250	0,170
- 35	0,176	0,193	0,260	0,277	0,272	0,234	0,163
- 37,5	.	0,176	0,165	0,228	0,238	0,216	0,156
- 40	.	.	0,176	0,142	0,196	0,195	0,148
- 42,5	.	.	.	0,176	0,124	0,169	0,134
- 45	0,176	0,132	0,128
- 50	0,176	0,102
- 60°	0,176

Erddrucktabellen.

Erddruckziffern und Neigung der Gleitflächen beim passiven Erddruck.

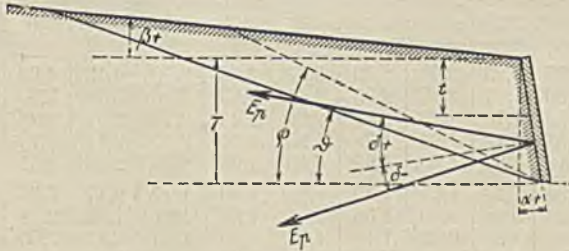


Abb. 157.

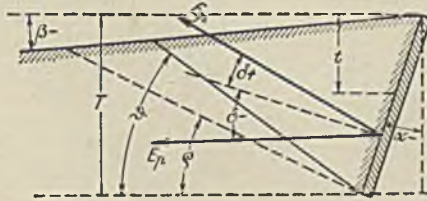


Abb. 158.

Bezeichnungen:

λ_p = Erddruckziffer für den passiven Erddruck. Erdwiderstand auf die Tiefeneinheit = $\gamma \cdot \lambda_p \cdot t$. Ganzer Erdwiderstand für die Tiefe $T = \gamma \cdot \lambda_p \cdot \frac{T^2}{2}$.

δ = Winkel des Erdwiderstandes bzw. der Angriffskraft gegen die Senkrechte auf die Wand, positiv nach oben, negativ nach unten.

ϱ = natürlicher Böschungswinkel der Erde oder Reibungswinkel von Erde auf Erde.

ϑ = Winkel der Gleitfläche gegen die Waagrechte.

α = Wandwinkel gegen die Senkrechte, positiv nach der Erde bzw. nach der Kraftrichtung hin geneigt, negativ nach der Luftseite bzw. entgegen der Kraftrichtung.

t = Einzeltiefe } senkrechte Tiefe unter der ideellen Mauerkrone, d. h.
 T = Gesamttiefe } unter dem Schnitt der geradlinig verlängerten Hinterfüllungsfläche mit der Wand oder der Ersatzwand.

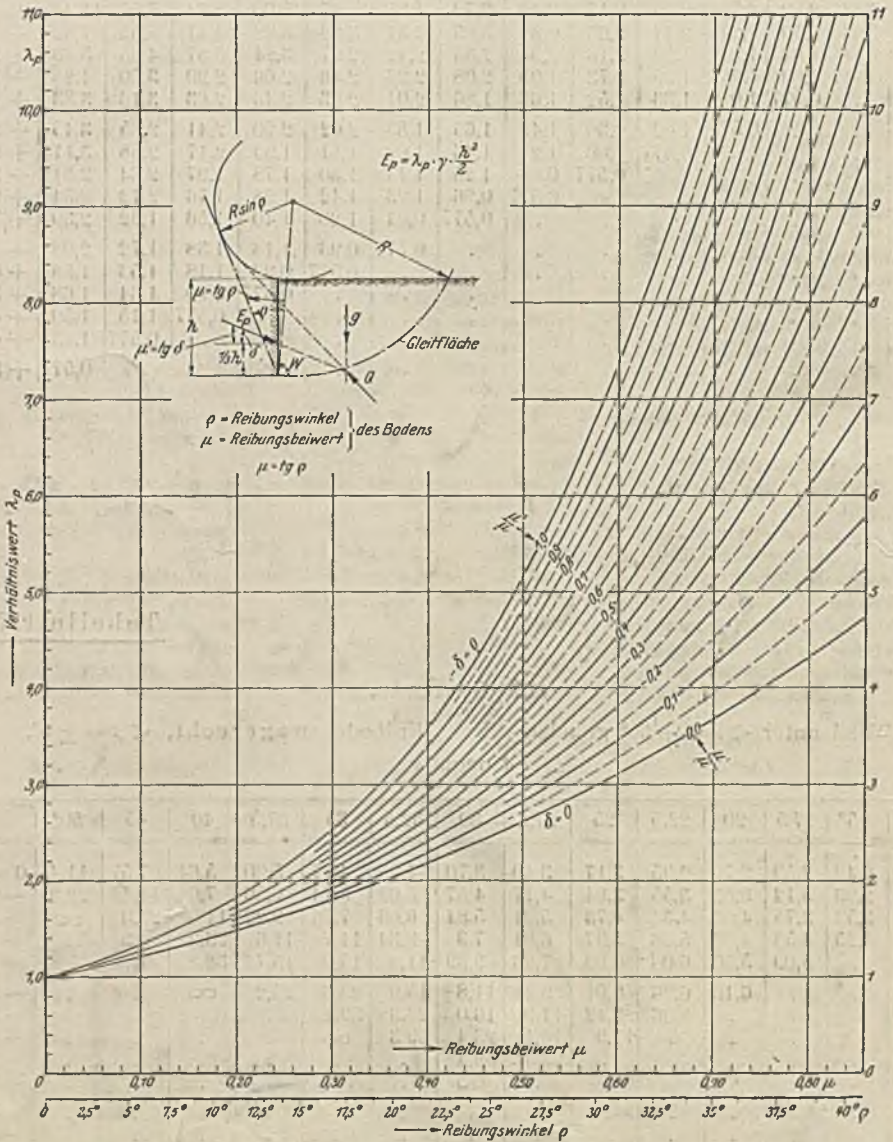
Die ganz hohen λ_p -Werte sind, wenn ihre genaue Kenntnis notwendig ist, durch kreisförmige Gleitflächen nachzuprüfen.

Die Seitenzahlen der einzelnen Tabellen siehe vorn im Inhaltsverzeichnis.

Tabelle 118.

Passiver Erddruck für wagerechtes Gelände und lotrechte Wand unter Annahme kreisförmiger Gleitflächen (nach Krey) ohne Kohäsion.

Wand senkrecht, $\alpha = \pm 0^\circ$ δ negativ Erdboden wagerecht, $\beta = \pm 0^\circ$



Sachregister.

A.

Abgleiten auf kreisförmiger Gleitfläche 113, 118.
 — der Wand 41.
 —, einseitiges, bei senkrechten Lasten auf kreisförmiger Gleitfläche 146.
 —, —, eines Bauwerkes 146.
 Abrutschen einer Mauer 112.
 Absteifungen 72.
 Abweichen der Rechnung von der Wirklichkeit 52.
 Aktiver Erddruck auf eine Ankerplatte 238.
 — —, Begriff 5.
 — — bei fehlender Reibung 180.
 — —, Grenzwerte des — — bei Vorhandensein von Kohäsion 173.
 — —, Grenzwerte 31 bis 33.
 — —, Richtung der Gleitflächen an der Wand bei 39 bis 43.
 Analytische Näherungsrechnung der Erddruckbestimmung 84.
 Änderung der Eigenschaften plastischer Bodenarten durch Wasseraufnahme und Wasserverlust 69.
 — der Erdspannung bei Eingriffen in die natürliche Lagerung 27.
 —, nachträgliche, der Bodeneigenschaften 71.
 Angreifender Erddruck 5.
 Angriffspunkt der zusätzlichen Erddruckkräfte infolge von Einzellasten 97.
 — des Erddruckes auf eine gekrümmte Wand 93.
 — des Erddruckes (Mittelkraft) 55, 56, 57, 78.
 —, Lage des — der Mittelkraft des Erddruckes an der Wand 78, 93.
 —, überschlägliche Ermittlung des — der Erddruckmittelkraft 79.
 Anker, Sicherheit der Ankerplatte 76.
 —, Sicherheit des 77.
 Ankerplatte, aktiver und passiver Erddruck auf eine 238.

Ankerplatte, einzelne 241.
 Ankerwände bis zur Erdoberfläche 238.
 — nicht bis zur Erdoberfläche 239.
 — in geringer Entfernung von der verankerten Wand 242.
 — oberhalb der Gleitfläche 242.
 — oberhalb der natürlichen Böschung 245.
 — und Ankerplatten 238.
 — unterhalb der natürlichen Böschung 246.
 — zwischen Gleitfläche und natürlicher Böschungfläche 243.
 Apparat der Berliner Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau zur Bestimmung der Erde- und der Haftfestigkeits-Schubkräfte 10, 14.
 — von Müller-Breslau zur Bestimmung der Wandreibung 6.
 — von Nils Westerberg zur Bestimmung der größten Schubkräfte 7.
 — zur Vorführung der Bewegungsvorgänge in der Erde 256.
 Aufbau, reibungsloser, der Erde 4, 24, 25.
 Auflast 91, 175.
 Aufsattelungen auf die Erddruckfläche bei Einzellasten 97.
 Auftrieb des Wassers 117, 120.
 Augenblicksdrehpunkt 74, 78.
 Ausgleichslinie der Belastungsfläche 120.
 Ausweichen, Sicherheit gegen — des Fußes 76.

B.

Baugrube, Erd- und Wasserdruck nach Entleerung der 233.
 Baugrund s. a. Untergrund.
 —, Annahme ebener Gleitflächen im 112.
 —, Nachgeben des 78, 142.
 —, Standsicherheit bei seitlichem Erddruck 113.
 —, Tragfähigkeit 142, 149, 268.
 —, Widerstand bei ebenen Gleitflächen 142.

Baugrund, Widerstand bei krummen Gleitflächen 144.
 —, — gegen Erddruck 110.
 —, Widerstandsfähigkeit des 193.
 —, — des — gegen senkrechte Last 137.
 —, zulässige Beanspruchung 149.
 Baugrundbelastung 110, 137.
 —, zulässige 137.
 Baugrundpressungen (s. a. Fundamentpressungen) 111.
 Baugrunduntersuchung 76, 134, 142, 143.
 Baugrundwiderstand bei fehlender Reibung 188.
 — bei fehlender Reibung und vorhandener Kohäsion 193, 196.
 Bauwerke in Dämmen 201.
 — in einem Hange 202, 204.
 Beeinflussung der Erddruckrichtung 73.
 Begriff der Erde 3.
 — des Erddruckes 3.
 Beiwerte der Schubfestigkeit bei fehlender Reibung 179, 187.
 Belastung, seitliche, der Betonschicht einer Baugrubensohle 235.
 Belastungsfläche 120, 137.
 — des Untergrundes 120.
 Belastungssprung 4, 120.
 Berechnung der Einzeltelle eines Bauwerkes 76, 77.
 — der Standsicherheit der Spundwände bei Beton Gründungen 230.
 — der Stärken freistehender Spund- und Bohlwände 213.
 — einer Kaieinfassung 252.
 — verankerter Spund- und Bohlwände 214.
 — von Fangedämmen 247.
 Berechnungsbeispiele 207.
 Berechnungsmethoden, praktische, des Erddruckes 68.
 —, Übereinstimmung der verschiedenen 81.
 Bestimmung der Reibung und Haftfestigkeitsschubkraft 9.
 — der Schubkraft nach Nils Westerberg 7.

Bestimmung der Spannungsrichtung aus der Spannungsellipse 34.

— der Wandreibung nach Müller-Breslau 6.

— des Erddruckes unmittelbar aus der Spannungsellipse 43.
Betonfundamente 134.

Betongründungen, Spundwände für 230.

— zwischen Spundwänden 156.
Betonenschicht, Stärkenberechnung bei Gründungen zwischen Spundwänden 233, 235.

Bewegung der Wand infolge Erddruck 74.

Bewegungsmöglichkeiten, beim Bruch auftretende 74, 117.

— des Untergrundes 110.
Bodenarten, Eigenschaften 9, 69, 70.

—, reibungslos aufgebaute 20.
—, plastische, Änderung der Eigenschaften durch Wasseraufnahme oder Wasserverlust 69.

—, —, dem Druck entsprechender Wassergehalt 9.

—, —, Wasseraustritt 9.

—, —, Quellen und Schwinden 69.

—, —, Sättigungsgehalt an Wasser 70.

Bodenwiderstand 149.
Bohlwand; Stärkenberechnung 213, 214.

—, verankerte 214.

—, Wirkung einer — gegen Verschieben 115.

Böschung; Haltbarkeit steiler 19.

—, natürliche 2, 14 bis 20, 68, 88.

Böschungslinie, natürliche 88, 89.

Böschungswinkel bei Erschütterungen 17.

— bei passivem Erddruck 89.

—, natürlicher 90.

— — im Wasser 16.

Boussinesq 137.

Brinkmann 161.

Brix, Rammformeln 155.

Bruch, Grenzzustand des 68, 72.

Bruchfläche s. a. Gleitfläche.

—, Richtung 39.

Bruchmöglichkeit 74.

Brunnengründungen 155.

Buchwald 92.

C.

Coulomb 51, 52, 102, 107, 143.

—, Feststellung der Größe des Erddruckes „Methode Coulomb“ 83.

Culmannsche Erddrucklinien 85, 96, 116.

D.

Dämme, Bauwerke in 201.

—, in — völlig eingebettete Bauwerke 201.

—, Wirkung hoher — auf die Eigenschaften der Bodenarten 71.

Dammrutschungen 71.

Darcy, Gesetz 221.

Deichbau 71.

Demonstrationsapparat zur Durchführung der Bewegungsvorgänge in der Erde 256.

Drehpunkt, Augenblicksdrehpunkt 74, 78.

Dreieckform der Aufsattelungen auf die Erddruckfläche bei Einzellasten 97.

Druck, Bestimmung des Gleitwiderstandes bei hohem 10.

—, Eigenschaften der Bodenarten bei verschiedenem — und Wassergehalt 70.

Durchmesser, konjugierte, der Spannungsellipse 30.

— konjugierte, der Stellungsellipse 37.

E.

Ebene Gleitflächen 83, 102.

—, Annahme im Baugrund 80, 112, 141, 171.

— bei fehlender Reibung 188, 191, 193.

Eigenschaften der Bodenarten 70.

— der Bodenarten unter dem Grundwasser 71.

Einfluß der Oberflächeneigung 26.

— des Wassers im Boden 219.

— des Wassergehalts auf Reibung und Kohäsion 9.

Eingriffe, Veränderungen durch künstliche 27.

Einheitsgewichte 9, 120, 122.

— des Bodens unter Wasser 117, 120.

Einseitiges Abgleiten auf kreisförmiger Gleitfläche bei senkrechten Lasten 146.

Einsinken einer Stützmauer 41.

Einzellasten, Grenze des Einflusses von — auf den Erddruck 101.

—, Wirkung der — und örtlich konzentrierter Lasten 95.

Einzelstehende Pfähle 212.

Einzelteile, verschiedene Untersuchung der — eines Bauwerkes 76, 77.

Elastizität des Erdreiches 167.

— des Materials 68, 167.

Elastische Formänderungen 28, 38.

Endliche Verschiebungen an der Wand 75.

Endliches Verschieben benachbarter Erdteilen 42, 43.

Engeßer 148.

Erdarten s. Bodenarten.

Erddruck, aktiver 31, 32, 33.

—, —, Begriff 5.

—, —, bei fehlender Reibung 180.

—, — und passiver auf Ankerplatten 238.

— auf eine Mauer bei vorhandener Kohäsion 173.

— auf eine senkrechte Wand 34.

— auf eine unverrückbare feste Wand 73.

— auf gebrochene oder gekrümmte Wand 92.

— auf Gewölbe und in Dämmen völlig eingebettete Bauwerke 201.

—, Begriff 3.

— bei beliebiger Wandform 93.

—, Grenzwerte des aktiven und passiven — bei Vorhandensein von Kohäsion 173.

—, Grenzwerte 5, 31.

— im unberührten Erdkörper 24 bis 26.

—, maßgebender 77.

—, natürlicher, Begriff 25, 202.

—, negativer 174.

—, passiver 31, 32, 33, 89.

—, —, auf Ankerplatten 238.

—, —, Begriff 5.

—, —, bei fehlender Reibung 185.

—, —, bei kreisförmiger Gleitfläche 135.

—, —, bei starker Haftfestigkeit 200.

—, —, Grenzwert 26 bis 33.

—, —, Grenzwerte bei Vorhandensein von Kohäsion 173.

—, —, Richtung der Gleitflächen an der Wand 39 bis 43.

—, seitlicher, Grenzzustände 258.

—, spezifischer, 218.

—, unmittelbare Bestimmung aus der Spannungsellipse 43.

Erddruckbestimmung, analytische Näherungsrechnung 84.

—, unmittelbare, mit Hilfe der Spannungsellipse 43.

Erddruckfläche 91, 95.

Erddruckrichtung (s. a. Richtung) 2, 34.

Erddrucktabellen, Benutzung 90.

Erddrucktheorien, Übereinstimmung der verschiedenen 52.

Erddruckuntersuchung, Richtlinien für den Gang 2.

— von hohen Bauwerken 9.

Erddruckverteilung nach der Tiefe 55 bis 61.
 Erddruckziffer λ_a und λ_p in den Erddrucktabellen 295 bis 338.
 Erde, Begriff 3, 4.
 Erdkörper, Theorie des unendlichen 26.
 Erdoberfläche, gebrochene und gekrümmte 92.
 Erdreibung, Apparate zur Untersuchung der 9 (6, 7).
 Erdspannung 11, 24.
 — an Bauwerken 27, 28.
 — an der Wand 39, 167.
 — auf eine zur Oberfläche parallele Ebene 56 bis 61.
 —, Begriff 4.
 — bei Belastungsänderungen 4.
 — im unberührten Erdkörper 26.
 —, Veränderung durch künstliche Eingriffe 4.
 Erdwand, freistehende senkrechte 171.
 Erdwiderstand, senkrechter 120.
 Ersatz der krummen Wandfläche durch mehrere Ebenen 95.
 Ersatzebenen für gebrochene und gekrümmte Wandflächen 2.
 Ersatzoberfläche 93.
 Ersatzreibungswinkel 72.
 Ersatzwand 93.
 Erschütterungen, Berücksichtigung 2.
 —, Einfluß der — auf die Reibung 15, 78.
 — und Stöße, Berücksichtigung 78.
 Eytelwein, Rammformeln 155.

F.

Fangedämme 247.
 Fellenius 132.
 Feststellung der Erddruckrichtung auf die Wand 72, 73.
 Flachgründungen 145, 268.
 Form der Gleitflächen im ganzen 55 bis 61.
 Form der Gleitflächen, Willkür und Annahme 57.
 Formänderung 41.
 —, bleibende 43.
 —, elastische 28, 38.
 Freistehende senkrechte Erdwände 171, 178.
 — unverankerte Spundwand 207.
 Fundament, Spannungsberechnung 74.
 Fundamentdruck, resultierender 134.
 Fundamentpressungen, übliche Berechnung 74, 110.
 Fundamentsohle unter Wasser 117.
 Fundamentwiderstand 104.

G.

Gang der Erddruckuntersuchung, Richtlinien 2.
 Gebauchte Stützwand 95.
 Gebrochene Wandflächen, Erddruck auf 92.
 Gefährlichster Erddruck 84.
 Gekrümmte Gleitflächen im Untergrund 117.
 — Wandflächen, Erddruck auf 92.
 Geometrischer Ort der Mittelpunkte der Gleitflächenkreise 106.
 Gewölbe 102, 201.
 —, Erddruck auf 201.
 Gleiten an der Wand 40.
 —, Sicherheit gegen 114.
 Gleitflächen, Änderung der Richtung der — mit der Entfernung von der Wand 50.
 — aus zwei ebenen Teilen 105.
 — bei aktivem Erddruck 58, 59.
 — bei passivem Erddruck 61.
 — bei positivem Erddruck 60, 61.
 — beim Bruch 170.
 —, ebene 80, 83, 112, 141, 142.
 —, Einfluß der Schubfestigkeit und Kohäsion auf die Richtung der 170.
 —, Ermittlung der ungünstigsten kreisförmigen 145.
 —, Form der — im ganzen 50.
 —, Form der — im ganzen beim Rankineschen Sonderfall 53.
 —, Form der — im ganzen bei $\delta < \beta$ bzw. δ negativ 54.
 —, Form der — im ganzen bei $\delta > \beta$ bzw. bei positiv δ 58.
 —, gebrochene und gekrümmte 104, 105.
 —, kreisförmige 106, 108.
 —, —, im Untergrund 117, 118.
 —, krumme 143.
 —, Neigung der 38, 91.
 —, Neigung der — gegen die große Achse der Spannungsellipse 44, 45.
 —, Richtung der 39.
 —, Richtung der — an der Erdoberfläche 45.
 —, Richtung der — in unmittelbarer Nähe der Wand 39 bis 43.
 —, Vorkommen von —, künstlich erzeugte 13, 14.
 —, wahrscheinliche 107.
 —, Wandwinkel der 47, 48.
 —, Widerstandskraft der 106.
 —, Willkür in der Annahme der Form der 57.
 Gleitwiderstand 6, 8.
 —, Bestimmung des — bei hohen Drücken 10.

Gleitwiderstand, Versuchsanordnung zur Feststellung des — von Müller-Breslau 6.
 —, Versuchsanordnung zur Feststellung des — von Nils Westerberg 7.
 —, Versuchsanordnung zur Feststellung des — von der Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau 10, 14.
 —, Zweiteilung 8.
 Gothenburg, Kaimauer 118.
 Grenzwerte des Erddruckes 5, 31, 32, 33.
 Grenzzustände beim Bruch 68, 72.
 — seitlichen Erddruckes 258.
 Größe des Erddruckes 54 bis 61, 68 u. f.
 — des Erddruckes, Feststellung der 80.
 — und Richtung des Erddruckes verschieden für die Einzelteile eines Bauwerkes 75, 112.
 Größere Stützhöhen 69.
 Grundbegriffe und Grundlagen der Erddruckrechnung 3.
 Grundbruch, Standsicherheit geg. 122, 124, 143, 177, 192, 197.
 Grundwasser 219, 224.
 Grundwasserleiter 219.
 Grundwasserstock 219.
 Grundwasserträger 219.

H.

Hang, Bauwerke in einem 202, 204.
 Haften, teilweise — an der Mauer 175.
 Haftfestigkeit 2, 6, 8, 18, 19.
 —, Abhängigkeit der — plastischer Bodenarten vom Wassergehalt 69.
 —, Apparat zur Bestimmung der 10.
 —, Einfluß 167.
 —, Erddruck bei starker 200.
 —, Untersuchung der Reibung und 69, 71, 72.
 Haftung s. Kohäsion.
 Haftwasser 219.
 Haftwiderstand 6.
 Hauptachse der Spannungsellipse 25, 27, 30, 34.
 Hauptspannungen, Abhängigkeit von der Spannungsneigung 33.
 —, Bestimmung der Richtung und Größe der — aus der Spannung zweier zueinander senkrechter Flächen 30.
 —, Verhältnis der 32 bis 35, 38.
 —, Verhältnis der Hauptspannungen $p/q = n$ und Neigung der Gleitflächen k_2 bei verschiedenen Reibungswinkeln 38, 45.

Hedde 124.
Herausziehen von Pfählen und Spundwänden 148.
Hilfskreis 119.
Hochquellen, seitliches — des Bodens 71.
Hohlraumverhältnis 9.
Hookesches Gesetz für Erddruck 111.
Hultin, Sven 118, 121, 123.

I.

Involutionszentrum 82.

K.

Kaieinfassung in Bockbauweise 252.
Kapillarkraft 16.
Kapillarkräfte in plastischen Bodenarten 69 bis 73.
Kippen der Mauer 75, 110, 134.
—, Sicherheit des Bauwerkes gegen 75.
—, Standsicherheit gegen — auf kreisförmiger Gleitfläche 134, 135.
Kleine Bauwerke, überschlägliche Behandlung 3.
Kögler 137.
Kohäsion (s. a. Haftfestigkeit) 8, 18, 169.
—, aktiver und passiver Erddruck bei Vorhandensein von 173.
—, Behandlung 169.
— bei fehlender Reibung 178, 193.
—, Erdkörper ohne 8, 18, 169.
—, Einfluß (s. a. Haftfestigkeit) 167, 176.
—, echte 23.
— in plastischen Bodenarten 68.
—, scheinbare 23.
Konjugierte Durchmesser der Spannungseellipse 30.
— — der Stellungseellipse 37.
Kontinuierliche Krümmung der Begrenzung der Erddruckfläche bei kontinuierlicher Krümmung der Wand und der Erdoberfläche 95.
Kontrolle der Ergebnisse der Erddruckrechnung 107.
Kontrolluntersuchung nach verschiedenen Methoden 136.
Korngröße 3, 4, 9.
Kötter 105.
Kraftmessung 74.
Kranschlene 76, 77.
Kreis, Spannungs- 31.
Kreisförmige Gleitfläche 106, 108, 117, 119, 120, 134.
— — bei senkrechten Lasten 146.

Kreisförmige Gleitfläche des Untergrundes, Rechnungsgang 122.
— —, Einfluß der Mittelpunkt-lage auf die Schubkraft 124.
— — für aktiven Erddruck 106.
— — für passiven Erddruck 108, 134, 136.
— — im Untergrunde 143, 176, 192, 197.
— —, Mittelkraft Q der 106, 108.
— — um ein Betonfundament 134.
— — unter Fundament 135.
Krumme Gleitflächen 56 bis 61.
— Wandflächen 92.
Künstliche Eingriffe, Veränderungen durch 27.
Kurdjümoif 148.
—, Spannungsrichtung 36.

L.

Labiler Spannungszustand des Widerstandes bei Flachgründungen 146.
Lage der Erddruckmittelkraft 55, 56, 57, 78.
— des Angriffspunktes des Erddruckes 96.
—, verschiedene Lagen der Spannungseellipse 39 bis 43.
Lose Erdmassen, Übereinstimmung der Behandlung — mit festen Körpern 28.

M.

Marx 137.
Maßgebende Erddruckrichtung 74.
Maßgebender Erddruck für die Einzelteile eines Bauwerkes 77.
Mauer, Verankerung einer 243.
Melan 137.
Mittelpunktlage kreisförmiger Gleitflächen 124.
Mohr 52.
Möller 119.
Müller Breslau 52, 90, 100.
—, Versuchsapparat zur Bestimmung der Wandreibung 6.

N.

Negativer Erddruck 174.
Neigung s. a. Oberfläche.
— der Erdoberfläche 26.
— der Gleitfläche: abhängig von der Neigung der Erdoberfläche 45.
— der Gleitfläche an der Oberfläche 55 bis 58.
— der Gleitfläche an der Wand 55 bis 58.

Neigung der Spannung: Feststellung der größten Spannungsneigung 68.
— der Spannungsellipse 32, 37.
— des Erddruckes an der Wand: Möglichkeit der — 72, 76.
— des Erddruckes auf die Wand beim Rankineschen Sonderfall 62 bis 67.
— des Erddruckes bei Erddruckversuchen 75.
— des Erddruckes gegen die Ersatzwand 93.
—, Ermittlung der größten Spannungsneigung in der Erde aus dem Verhältnis der Hauptspannungen 32.
Neigungswinkel der Erdspannung an der Wand 39.
— der Spannung gegen die Flächensenkrechte 31, 32.
— der Spannungsellipse gegen die Fläche größter Spannungsneigung 38.
—, größter zulässiger — der Spannung 38.
Normaldruck, Einfluß der Größe des — auf den Reibungswinkel 6, 7.
Normalspannungen 111, 112.
— in zueinander senkrechten Flächen 31.

O.

Oberfläche, gebrochene oder gekrümmte Erdoberfläche 92.
Oberflächenneigung, Einfluß der Erdspannung 26.
—, Erdhinterfüllung 90.

P.

Passiver Erddruck s. Erddruck.
Petterson 117.
Pfähle, eingespülte 155.
—, einzelstehende 212.
Pfahlkräfte, Ermittlung von 162.
Pfahlspitze, Tragfähigkeit 148, 150.
Plastische Bodenarten s. Bodenarten.
Plattenreibung s. Wandreibung.
Ponceletsche Konstruktion des Erddruckes 87, 113, 116.
Porenwasser 21, 177.
Porenwinkelwasser 219.
Probebelastung von Pfählen 159.
Projektivische Strahlenbündel 82.
Pseudogleitflächen 41, 42, 43, 147, 148.

Q.

Quellen plastischer Bodenarten 69.

R.

- Rammen, Wirkung des Rammens von Pfählen und Spundwänden 27.
- Rammformeln 152, 155.
- Ramppfähle, Spitzenwiderstand 151.
- , Tragkraft und Widerstand gegen Herausziehen 148, 274.
- Rammtiefe einer Spundwand 115, 116.
- Rankline 51, 52.
- Rankinescher Sonderfall 52, 53, 78, 105.
- , Neigung des Erddruckes auf die Wand beim 62 bis 67, 200.
- Rauhigkeit von Wänden und Platten 2, 6.
- Rebhanscher Satz 86, 113, 116.
- Rechnungsgang bei Untersuchung einer kreisförmigen Gleitfläche im Untergrunde 122.
- Reibung 6.
- , Abhängigkeit der — plastischer Bodenarten vom Wassergehalt 69.
- , Einfluß der Erschütterungen auf die 15, 78.
- , fehlende 178, 188, 193.
- , Untersuchung der — und Haftfestigkeit 69, 71, 72.
- Reibungsbeiwert 8, 9.
- , Versuchseinrichtung zur Bestimmung 10.
- Reibungsloser Aufbau der Erde 4, 24, 25.
- Reibungswiderstand bei Pfählen 147.
- gegen Verschieben 112.
- Reibungswinkel (s. a. Böschungswinkel) 2, 14, 33, 68, 117.
- bei Erschütterungen 78.
- , falsche Annahme und Feststellung 8.
- freistehender senkrechter Erdwände 172.
- Reißner 105.
- Resultierende Gegenkraft auf kreisförmige Gleitfläche 135.
- , Abstand der — Fundamentkraft von der Vorderkante 114.
- Resultierender Fundamentdruck 134.
- Richtlinien für den Gang der Erddruckuntersuchung 2.
- Richtung der Spannungen 32.
- der Widerstandskraft der Gleitflächen 106.
- , Feststellung der Erddruckrichtung auf die Wand 72, 73, 76, 77.
- Schätzung der — des Erddruckes 2.

- Richtung, ungünstige, des Erddruckes bei Absteigungen 72.
- des Erddruckes 28, 34.
- — —, Änderung der R. d. E. mit der Entfernung von der Wand 50.
- — — an der Wand 62 bis 67, 75, 83, 93.
- — —, Beeinflussung der 73.
- — —, maßgebende 1, 9.
- — —, Wahl der Erddruckrichtung auf die Wand 93.
- der Gleitfläche an der Erdoberfläche 45.
- — —, Änderung der R. d. Gl. mit der Entfernung von der Wand 50.
- der Gleitfläche in unmittelbarer Wandnähe 39.
- und Größe der Hauptspannungen 30.
- — — des Erddruckes verschieden für die Einzelteile eines Bauwerkes 75.
- Richtungsänderung der Erdspannung mit der Entfernung von der Stützwand bei verschiedener Tiefe 49.
- Roggen, natürliche Böschung 15.
- Rutschen 112.

S.

- Sägemehl, Böschungswinkel 17.
- Sand, Böschungswinkel 16, 17.
- Sandbewegung unter dem Fundament 146.
- Sättigungsgehalt an Wasser plastischer Bodenarten 70.
- Scheidig 137.
- Schrittweise Untersuchung bei gebrochener und gekrümmter Wand und Erdoberfläche 93.
- Schubfestigkeit, Beiwerte der — bei fehlender Reibung 180, 187.
- , der Kohäsion entsprechende 172.
- , Einfluß der — auf die Richtung der Gleitfläche 170.
- Schubkraft, abhängig vom Normaldruck 6, 7.
- , Bestimmung der Abhängigkeit vom Normaldruck 7, 9.
- , oberer Grenzwert der 70.
- und Schubwiderstand 28, 29.
- Schubspannung, Verteilung der — in kreisförmiger Gleitfläche des Untergrundes 120, 121.
- Schubspannungen 8, 30, 112, 169.
- im unberührten Erdkörper 25.
- in der Erde 28.
- in zueinander senkrechten Flächen 31.
- Schubwiderstand, Abhängigkeit des — vom Wassergehalt 69.
- , Erhöhung des — mit der Zeit 71.
- Schwedische Untersuchungen des Gleitwiderstandes auf kreisförmiger Gleitfläche im Untergrund 118.
- Schwinden plastischer Bodenarten 69.
- Seitliche Belastung der Betonschicht 235.
- Seitliches Verschieben der Mauer 110.
- Senkrechte Lasten, Widerstandsfähigkeit des Baugrundes gegen 137.
- Sicherheit s. a. Standsicherheit.
- der Ankerplatte und des Ankers 76, 77.
- des Bauwerksfußes gegen Ausweichen 76.
- des Fundamentes gegen Abgleiten 113, 147, 201.
- eines Bauwerkes 74, 93, 239.
- — — gegen Kippen 75.
- gegen Gleiten 113, 114.
- Sicherheitsgrad bei Flachgründungen 147.
- gegen Kippen 135.
- Sonderfall, Rankinescher 52, 53.
- Spannung, Änderung der — in der Erde mit der Entfernung von der Wand 49.
- in der Gleitfläche 120.
- Spannungsberechnung des Fundaments 105.
- Spannungsellipse 25, 26, 27, 29, 31.
- , Feststellung der Größe des Erddruckes aus der 80.
- , Neigung der — gegen die Fläche der größten Spannungsneigung 37, 38.
- , Neigung der — in Abhängung von p/q und einer Spannungsneigung 34.
- , Richtung der 39.
- , Schluß aus der 38.
- , unmittelbare Bestimmung des Erddruckes aus der 43.
- , vier verschiedene Lagen der 39 bis 43.
- , Wandwinkel der 39, 46.
- , Zeichnung der 35.
- Spannungsellipsoid 25, 30.
- Spannungsgröße in Beziehung zur Tiefe unter der Erdoberfläche 44.
- Spannungskreis 31.
- Spannungsneigung 25, 31, 32, 34, 38.
- , Ermittlung der größten — aus dem Verhältnis der Hauptspannungen p/q 34.

Spannungsneigung, Feststellung der größten — ρ des Erddrucks 68.
 —, größter zulässiger Neigungswinkel ρ der Spannung 38.
 Spannungsrichtung, Bestimmung der — aus der Spannungselipse 35, 36.
 Spannungsverteilung an einem Punkt 29, 39.
 — über einer kreisförmigen Gleitfläche im Untergrund 119, 120.
 Spezifischer Erddruck 218.
 Spitzenwiderstand der Rammfähle 151.
 Sprenger 150.
 Sprung der Belastung 120.
 Spundwand bei Beton Gründungen 230.
 — bei fehlender Reibung im Baugrund 191.
 —, freistehende, unverankerte 207.
 —, Stärkenberechnung 213.
 —, Tragkraft und Widerstand gegen Herausziehen 149.
 —, verankerte 214.
 —, Wirkung einer — gegen Verschieben 115.
 Spund- und Bohlenwände, seitlicher Widerstand ohne und mit Anker 276.
 Standsicherheit bei Flachgründungen 145.
 —, Beurteilung der 115.
 — der Spundwände bei Betongründungen 230 bis 232.
 — des Untergrundes bei Kohäsion 176.
 — gegen Gleiten, Einfluß einer Spundwand 115.
 Stärke der Betonschicht einer Baugrube 233.
 Stärkenberechnung freistehender Spund- und Bohlenwände 213.
 Staubförmige Tonerde, Böschung unter Wasser 18, 19.
 — trockene Tonerde, Böschung 17, 18.
 Staubfeine Stoffe 18, 19, 20, 70.
 Stauchen der Bodenmasse 13.
 Stellungselipse, Winklersche 36.
 Stellungslinie 83, 85, 86, 88, 89, 93.
 Stemmwirkung des Sohlenbetons einer Baugrube 236.
 Stern, Rammformel 155.
 Stöße s. Erschütterungen.
 Strahlenbündel, projektives 82.
 Strohschneider 137.
 Stützmauer, Einsinken einer 41.
 —, Nachgeben (Kippen) einer 40.
 Stützwand, gebaute 95.

T.

Terzaghi 69, 133, 197.
 Theorie des unendlichen Erdkörpers 26, 82.
 Ton 3.
 —, natürlicher Böschungswinkel feiner Tonerde im Wasser 19, 20.
 —, — — trockener Tonerde 18.
 Tragfähigkeit bei fehlender Reibung infolge vorhandener Kohäsion 197.
 — bei Haftfestigkeit und Reibung 198.
 — der Pfähle und Spundwände 27, 274.
 — des Baugrundes 149.
 — — —, Zuwachs nach der Tiefe 151.
 —, Überschreitung der — bei Flachgründungen 141.
 Tragkraft der Rammfähle und Spundwände 148.
 Trennungsfläche zwischen abgleitendem und widerstehendem Erdkeil 114.
 Trockene staubförmige Tonerde, Böschungswinkel 17, 18.
 Tunnel, parallel zum Hang 202.

U.

Unberührter Erdkörper 24.
 — — mit geneigter Oberfläche 26.
 — — mit wagerechter Oberfläche 25.
 Unendlicher Erdkörper, Theorie 26, 82.
 Ungünstige kreisförmige Gleitfläche 145.
 Untergrund s. a. Baugrund.
 —, Bewegungsmöglichkeit 110.
 —, Spannungsverteilung über eine kreisförmige Gleitfläche im 119, 120.
 —, Untersuchung des — mit kreisförmigen Gleitflächen 117.
 Untersuchung der Bodenarten 70.
 — des Baugrundes und der Bodenarten der Hinterfüllung 76.
 — nach verschiedenen Methoden 136.
 Untersuchungen, Erddruck — an hohen Bauwerken 9.
 —, Erddruck — an kleinen Bauwerken 3.
 —, Richtlinien für den Gang der Erddruck — 2.
 Übereinstimmung der theoretischen Entwicklungen usw. mit der Wirklichkeit 256.
 Übersättigter Boden 70.
 Überschlägliche Behandlung kleiner Bauwerke 3.

Überschlägliche Ermittlung des Angriffspunktes der Erddruckmittelkraft 79.
 Überschreitung der Tragfähigkeit 141.
 Übliche Berechnung der Fundamentpressungen 110.

V.

Verankerung 72, 76.
 — einer Mauer 249.
 — von Spund- und Bohlenwänden 238 bis 247.
 Verfahren der Erddruckberechnung (80 bis 95), 92.
 Verhältnis der Hauptspannungen $p/q = n$ 32 bis 35, 38.
 Verminderung der Reibung durch Erschütterungen 15.
 — — — durch Wasser 16, 17.
 Verschieben der Erde nach der Gleitfläche 43.
 —, endliches, benachbarter Erdteilchen 42, 43.
 —, Reibungswiderstand gegen 112.
 —, seitliches, der Mauern 110.
 —, Wirkung einer Spundwand oder Bohlenwand gegen 115.
 Verschiebungen, endliche, an der Wand 75.
 Versuch zur Herstellung von Gleitflächen 13.
 Versuche, Erddruckversuche 75, 110.
 Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau, Apparat zur Bestimmung der Erdreibung und der Haftfestigkeit 10, 14.
 Verteilung der Schubspannung in kreisförmiger Gleitfläche des Untergrundes 120.
 — des Erddruckes bei gebrochenen und gekrümmten Wänden und gebrochener und gekrümmter Erdoberfläche 93.
 — des Erddruckes nach der Tiefe 47 bis 61, 96.
 Verteilungslinien 55 bis 61.

W.

Wahrscheinliche Gleitfläche 107.
 Wanddruck, Einfluß des Wassers auf den 224.
 Wandflächen, gebrochene und gekrümmte 92.
 Wandneigung α 90.
 Wandreibung 2, 6, 39, 102.
 —, Feststellung 6, 11.
 Wandreibungswinkel 90.
 Wandwinkel der Gleitflächen 47, 48.
 — der Spannungselipse 46.

- Wasser, Änderung der Eigenschaften plastischer Bodenarten durch Wasseraufnahme und Wasserverlust 69.
- , Einfluß des — im Boden 219.
- , Einheitsgewicht des Bodens im Wasser 117.
- , natürlicher Böschungswinkel unter 16.
- Wasseraufnahmefähigkeit 9.
- Wasseraustritt aus plastischen Bodenarten 9.
- Wasserdruck nach Einbringung der Betonsole einer Baugrube 234.
- Wassergehalt, dem Druck entsprechender — plastischer Bodenarten 9, 70.
- , Einfluß auf Haftfestigkeit und Reibung 69.
- , natürlicher 7.
- Wasserstand, ungünstige Wirkung eines schnellen Wechsels 117.
- Wertziffern des Erddruckes s. Erddruck.
- Westerberg, Nils 177.
- , —, Apparat zur Bestimmung der größten Schubkraft im Boden 7.
- Widerstand des Baugrundes bei fehlender Reibung 188.
- gegen Herausziehen von Rammpfählen und Spundwänden 148, 274.
- , seltlicher, von Spund- und Bohlwänden 276.
- Widerstandsfähigkeit des Baugrundes bei fehlender Reibung und vorhandener Kohäsion 193, 196.
- — — gegen Erddruck 110.
- — — gegen senkrechte Lasten 137, 142, 144.
- Widerstandskraft, Richtung der — der Gleitflächen 106.
- Widerstehender Erddruck, Begriff 5.
- Willkür bei Annahme der Form der Gleitfläche 57.
- Winkler, Spannungsrichtung 36, 168, 171.
- Winklersche Stellungsellipse 36.
- Wirklich auftretender Erddruck 74, 75.
- Wirkliche Sicherheit eines Bauwerkes 74.
- Wirkung der Kohäsion bei fehlender Reibung 178.
- des Wassers 117.
- einer Spundwand bei fehlender Reibung 188.

Z.

- Zeichnerische Ermittlung der Größe des aktiven und passiven Erddruckes 88, 89.
- Zeichnung der Spannungsellipse 35.
- Zimmermann, Spannungsrichtung 35.
- Zugkraft, Widerstand der Ramm-
pfähle und Spundwände gegen
Herausziehen 148.
- Zugspannungen in der Erde 35.
- Zulässig, größter zulässiger Nei-
gungswinkel ρ der Spannung
38.
- Zulässige Baugrundbelastung 137,
149.
- Zusatzerddruckfläche für Einzel-
lasten 96, 97, 100.
- Zusatzlasten 96, 97.
- Zweitteilg. d. Gleitwiderstandes 8.



Die Bautechnik. Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen.

Schriftleitung: Geh. Regierungsrat A. Laskus, Berlin.

Jährlich 52 Hefte und 4 Vierteljahrshefte mit den Beilagen „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen“ und „Der Stahlbau“.

Inland vierteljährlich 6,50 RM, Ausland jährlich 26 RM.

Bei direkter Zustellung unter Kreuzband tritt hierzu das Porto, beim Bezuge durch die Post die postalische Einweisungsgebühr.

Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken und deren vereinfachte Berechnung mit Hilfe von „ideeller“ und „stellvertretender“ Belastung. Von Dr.-Ing. H. Blum. Mit 30 Textabb. u. 12 Tabellen. 1931. Geheftet 4,50 RM.

Der Grundbau. Von Dr.-Ing. e. h. L. Brennecke, Hafenaudirektor a. D., Geh. Admiraltätsrat. Vierte Auflage, neubearbeitet und herausgegeben von Dr.-Ing. E. Lohmeyer, Oberbaudirektor i. R.

Band I: Baugrund, Baustoffe, Pfähle und Spundwände, Baugrube.

Vergriffen. Fünfte Auflage in Vorbereitung.

Band II: Pfahlrostgründung (Bohlwerke, tiefer und hoher Pfahlrost).

Mit 231 Textabb. 1930. Geheftet 20,50 RM, Leinen 22,50 RM.

Band III: Die einzelnen Gründungsarten mit Ausnahme der Pfahlrostgründung.

Mit 290 Textabb. 1934. Geheftet 31 RM, Leinen 33 RM.

Hütte des Bauingenieurs. 26. neubearbeitete Auflage.

(„Hütte“ Des Ingenieurs Taschenbuch. 26. Auflage, III. Band.)

Mit 2354 Textabb. 1934. Leder 19,50 RM, Leinen 16,50 RM.

Inhalt: Statik der Baukonstruktionen — Grundbau, Maschinengründungen — Erd- und Tunnelbau — Eisenbetonbau — Hochbau — Heizung und Lüftung — Fabrikanlagen und Garagenbau — Baumaschinen — Wasserwirtschaftstechnik — Straßenbau und Siedlungswesen — Brückenbau — Eisenbahnwesen — Anhang — Sachverzeichnis.

Erdwiderstand unter dem Einfluß von Seitenwänden. Von Dr.-Ing. E. Jaeger. Mit 10 Textabb. u. 9 Zusammenstellungen. 1931. Geheftet 5 RM.

Stützmauern. Von Dipl.-Ing. O. Mund, Mannheim. **Grundbau.** Von Professor O. Colberg, Wandsbeck.

Ausgabe erfolgt in etwa 6 Lieferungen.

Subskriptionspreis je Lieferung — bei 96 Seiten Umfang — 6,60 RM.

(*Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Auflage, IV. Band.*)

Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik.

Von Prof. Dr.-Ing. O. Mohr, Wirkl. Geheimer Rat.

Dritte erweiterte Auflage. Zur Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. K. Beyer, Dresden, und Prof. H. Spangenberg, München.

Mit 528 Textabb. 1928. Geheftet 27 RM, Leinen 30 RM.

Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten.

Von Dr.-Ing. W. Müller, ord. Prof. an der Technischen Hochschule Dresden.

Mit 55 Abb. im Text und auf 2 Tafeln. 1929. Geheftet 6,80 RM.

Berechnung von Pfahlrosten. Von Chr. Nökkentved, Dr. techn., Dozent an der Technischen Hochschule Kopenhagen.

Mit 38 Textabb. 1928. Geheftet 7,20 RM.

Krey, Modellversuche für einen Fluß mit starker Geschiebepbewegung ohne erkennbare Bankwanderung. Im Auftrage der Preussischen Akademie des Bauwesens bearbeitet von Ministerialrat B. Körner, Berlin.

Mit 65 Textabb. 1935. Geheftet 8 RM, Leinen 10 RM.

BG Politechniki Śląskiej
nr inw.: 102 - 136592



Dyr.1 136592