

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



2564

L. inw.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297304

Erdbeck-Tabellen

Erläuterungen über Maßstab und Verwendung

Max Müller



x
1510

Erddruck-Tabellen

mit

Erläuterungen über Erddruck und Verankerungen

von

Max Möller

Professor an der Herzoglich techn. Hochschule zu Braunschweig.

Mit 13 Tabellen und 63 Abbildungen.



Leipzig
Verlag von S. Hirzel
1902.

II 306

97 306 44

Das Recht der Übersetzung ist vorbehalten.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

112564

Akc. Nr. 1586 / 49

Vorwort.

Eine begrenzte, oft nur kurze Frist steht dem Ingenieur für das Entwerfen seiner Baupläne zur Verfügung. Daher sind wissenschaftliche Arbeiten, welche eine allgemeine Lösung zulassen, vorher zu erledigen. Dann verbleibt für die wichtige Behandlung einer durch den Sonderfall bedingten Eigenart der Aufgabe und zumal auch für den Vergleich von verschiedenen möglichen Bauweisen umso mehr Musse.

Als ein kleiner Beitrag dieser Art sind von mir Werte des aktiven und des passiven Erddruckes für verschiedene Bodenarten und Neigungen wie für verschiedene Feuchtigkeits- und Wasserverhältnisse berechnet und für den praktischen Gebrauch in Tabellen zusammengestellt. Sie bieten eine Übersicht und gestatten die Auffindung bestimmter Werte leicht und schnell.

Zur Einführung in das Studium des Erddruckes wurden den Tabellen Erläuterungen und ausgerechnete Beispiele beigelegt. Im Gegensatz zu Abhandlungen über die Theorie sind hier analytische Berechnungen aber fast ganz vermieden. Das zeichnerische Verfahren nach Rebhann genügte mir für den vorliegenden Zweck. Die Zahlenwerte sind von dem Techniker Herrn Engel nach jenem Verfahren ermittelt.

Der Abschnitt V bietet eine Theorie der Verankerung. Die Beziehungen zwischen Ankerlänge und Gründungstiefe sind daselbst behandelt.

Diese Ausführungen sind zunächst an der hiesigen technischen Hochschule zum Gebrauch bei Konstruktions-Übungen im Wasserbau bestimmt, dieselben mögen vielleicht aber auch von anderer Seite Verwendung finden.

Braunschweig, im April 1902.

Der Verfasser.

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Vorwort.

Abschnitt I.

Enthält Tabellen Teil A und B sowie Gebrauchsanweisung Teil C . . .	2—39	
A. Aktiver Erddruck Tabelle I bis VIII	2—17	
Tabelle I bis IV: Rückseite der Wand vertikal, Hinterfüllung oben horizontal.		
I für gewöhnlichen guten Füllboden	} Fall 1—4 über Wasser, verschieden feucht Fall 5 u. 6 unter Wasser Fall 7 mit hydrostatischem Überdruck	
II „ Dammerde		2—3
III „ reinen Sand		4—5
IV „ Lehmboden und Gerölle		6—7
Tabelle V: Wand vertikal, Hinterfüllung oben gebösch, Bodenart wie Tabelle I, Fall 1 und 2	8—9	
Tabelle VI bis VIII Rückseite der Wand geneigt, Hinterfüllung horizontal	10—11	
VI guter, ziemlich nasser Boden über Wasser wie Tab. I, Fall 2	12—17	
VII guter, aber gesättigt nasser Boden über Wasser wie I, Fall 4	12—13	
VIII Boden unter Wasser wie I, Fall 5 (vergl. auch Tabelle XIII, S. 49 Werte für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$)	14—15	
B. Passiver Erddruck Tabelle IX bis XII	16—17	
IX Vorderseite der Wand vertikal, Gelände vorne horizontal, gewöhnlicher Boden	18—25	
X Vorderseite der Wand vertikal, Gelände vorne horizontal	18—19	
a) Dammerde	} über und unter Wasser.	
b) reiner Sand		
c) aufgeweichter Boden		
XI Gelände vorne gebösch, Vorderseite der Wand vertikal	20—21	
1. gewöhnlicher Boden.		
2. reiner Sand		
3. aufgeweichter Boden.		
XII Vorderseite der Wand geneigt, Gelände vorne horizontal	22—23	
1. über Wasser	} gewöhnlicher Boden.	
2. unter Wasser		
C. Gebrauchsanweisung zu den Tabellen	24—25	
1. Die Spalten der Tabellen	26—40	
2. Die Fälle der Tabellen	26—29	
3. Übersicht über die einzelnen Tabellen	29—32	
a) Der aktive Erddruck Tabelle I—VIII	32—39	
b) Der passive Erddruck Tabelle IX—XII	32—37	
	37—39	

Abschnitt II.

Über den aktiven Erddruck.

A. Erläuterungen zum aktiven Erddruck	40—54
§ 1. Der natürliche Böschungswinkel φ , Reibung und Kohäsion	40—41
§ 2. Die Rutsch- oder Gleitflächen und der Gleitwinkel ω	41—45
§ 3. Die Richtung des aktiven Druckes, d. h. die Grösse des Winkels β	45—47
§ 4. Grenzwerte des aktiven Erddruckes für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$ (hierzu Tabelle XIII), Grenzwerte für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$	47—49
§ 5. Darstellung des aktiven Erddruckes als Gewicht eines Erdreieckes	49—51
§ 6. Darstellung des aktiven Erddruckes als Dreieck nach einem einfachen Kräftemassstabe	51—54
§ 7. Höhe des Angriffspunktes der Resultierenden des aktiven Erddruckes	54
B. Graphisches Verfahren zur Ermittlung des aktiven Erddruckes.	
§ 8. Ermittlung des aktiven Erddruckes für eine beliebige Gleitebene	54—55
§ 9. Verfahren Rebhann zur Ermittlung des grössten aktiven Erddruckes	55—58
C. Sonderfälle und Beispiele	59—100
Aktiver Erddruck.	
§ 10. Aktiver Erddruck für Boden über Aussenwasser wie Grundwasser-Spiegel	59—63
§ 11. Werte des aktiven Erddruckes bei geböschter Hinterfüllung	63—66
a) Interpolationen und Beispiele zu Tabelle V	63—65
b) Die Hinterfüllung zeigt eine Böschung begrenzter Höhe	65—66
§ 12. Interpolationen und Beispiele für den aktiven Erddruck über Wasser bei geneigter Wand und für den Fall $\beta = \frac{2}{3}\varphi$	67—72
a) Füllboden ziemlich nass, oben horizontal, Tabelle VI	67—70
b) Füllboden gesättigt nass, oben horizontal, Tabelle VII	70—72
§ 13. Der aktive Erddruck für Boden unter Wasser, mit Beispielen Fall 5 der Tabellen I—IV und VIII	72—76
a) Berechnung der i Werte Fall 5 aus den i Werten Fall 4	72—74
b) Interpolation und Beispiele zu Tabelle VIII	74—76
§ 14. Ableitung des aktiven Erddruckes für den Wandteil unter Wasser bei Boden über und unter Wasser, Fall 6 der Tabellen I—IV, wie Tabelle VIII.	76—84
a) Das Aussenwasser liegt mit dem Grundwasser in gleicher Höhe; beide tiefer als Geländeoberfläche	76—84
§ 15. Erddruck-Verhältnisse bei schnell sinkendem Aussenwasserstande, aber ohne einen hydrostatischen Überdruck	84—87
§ 16. Erddruck mit hydrostatischem Überdruck, Bedeutung der Drainage bei Ufermauern	87—91
§ 17. Erddruck mit hydrostatischem Unterdruck	91—92
§ 18. Erddruck bei Nutzlast	92—95

	Seite
§ 19. Aktiver Erddruck in einer Wandnische	95—99
a) Wasser nicht vorhanden	95—96
b) Erddruck in einer Wandnische bei Grund- und Aussenwasser verschiedener Höhe	96—99
§ 20. Mauerwerk mit Absätzen	99

Abschnitt III.

Über den passiven Erddruck.

A. Erläuterungen zum passiven Erddruck	100—110
§ 21. Das Wesen des passiven Erddruckes	100—101
§ 22. Die Art der Gleitflächen	101—103
§ 23. Die Richtung des passiven Erddruckes, d. h. die Grösse des Winkels $k \leq \beta$	104—105
1. Gegeben nur eine aktive Kraft K	104—105
2. Gegeben zwei oder mehrere aktive Kräfte	105
§ 24. Die Höhenlage des Angriffspunktes für den passiven Erddruck	105—106
§ 25. Die Grösse des passiven Erddruckes als ein Minimalwert des Bodenwiderstandes	106—108
§ 26. Ableitung der Grösse des passiven Erddruckes für eine beliebige Gleitebene	108—109
§ 27. Neigungswinkel der Gleitebene für den passiven Erddruck	109—110
B. Das Verfahren Rebhann zur Ermittlung des kleinsten passiven Erddruckes	110—113
§ 28. 1. Ausführung der Konstruktion	110—111
2. Grösse des passiven Erddruckes.	111—112
3. Beweis	112—113
C. Anleitung zur Benutzung der Tabellen und Beispiele	113—120
§ 29. Die Bezeichnung der Winkel i , k , δ und β	113—114
§ 30. Die Benutzung der Winkel k und δ	114—117
§ 31. Darstellung des passiven Erddruckes als Dreieck nach einem einfachen Kräftemassstabe	117—118
§ 32. Die Bildung von Zwischenwerten	118—120

Abschnitt IV.

Standicherheit von Stützwänden ohne Anker.

§ 33. Forderungen hinsichtlich der Standicherheit	121—122
§ 34. Wände verschiedener Bauweise	122—125
a) Schwere Wand mit einem auf festem Boden flach aufsitzen- den Fundament	122—123
b) Schwere Wand mit einem tiefgreifenden Fundament	123—125
c) Leichte in den Boden gerammte Wand	125
§ 35. Zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der Kantenpressung	125—128

Abschnitt V.

Verankerungen und deren Wirkung.

A.	Vollständige Vereinigung des Erdkeiles zu einem festen Körper vorausgesetzt.	129—141
§ 36.	Verminderung des Erddruckes durch Verankerungen.	129—131
§ 37.	Aufhebung des Kippmomentes durch Verankerung.	131—136
1.	Erläuterungen	131—133
2.	Verfahren zur Berechnung verankerter Wände	133—136
a)	Bestimmung des aktiven Erddruckes E' gegen BC	133—134
b)	Zusammensetzung der Kräfte	134—136
§ 38.	Einwirkung der Ankerlänge auf die Fundierungs-Tiefe	136—138
§ 39.	Die Ankerspannung	138—141
B.	§ 40. Anwendung eines einzelnen Ankers	141—146
1.	Kurze Anker	142—143
a)	Bestimmung der Gründungstiefe t	142
b)	Prüfung auf Sicherheit gegen Kippen	143
2.	Längere Anker, geringe Gründungstiefe	143—144
a)	Schnitt unmittelbar hinter dem Anker	143
b)	Schnitt längs der Hauptgleitebene, also durch den Anker	143
3.	Ergebnis	143—145
4.	Bruchfestigkeit der Wand	145
5.	Tiefenlage der Ankerplatte	145—146
C.	§ 41. Anwendung mehrerer Anker	146—148
1.	Für einen Schnitt unmittelbar an der Rückseite der Wand	146—147
2.	Für einen Schnitt unmittelbar hinter den Ankern	147—148

Tabellen.

Tabelle I. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand vertikal.

a	b	c	d	e
Fall No.	φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Hinweis Seite	Neigungs- winkel β	Gleitwinkel ω
1	schwach feuchter Boden $\varphi = 42^\circ$ $\gamma = 1770$ kg 1 bis 4 über Wasser	59, 96	$\frac{1}{3} \varphi = 14$	$64\frac{1}{2}$
2		98	$\frac{2}{3} \varphi = 28$	63
3		82	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	$59\frac{1}{4}$
4		93	$\frac{2}{3} \varphi = 22$	58
5	ganz nasser Boden $\varphi = 30^\circ$ $\gamma = 1850$ kg	—	$\frac{1}{3} \varphi = 10$	58
6	gesättigt nasser Boden ohne hydrost. Druck $\varphi = 24^\circ$ $\gamma = 1900$ kg	—	$\frac{2}{3} \varphi = 20$	56
7	Boden unter Wasser als Überdruck gegen Aussen- wasser $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 900$ kg	72, 73 u. 75	$\frac{1}{3} \varphi = 8$	$54\frac{1}{2}$
			$\frac{2}{3} \varphi = 16$	$52\frac{1}{2}$
8	desgl. belastet durch Boden von h Höhe über Wasser; γ Fall 1—4 unter Wasser $\gamma'' = 900$ kg $\varphi = 24^\circ$; siehe Fall 5	76—81	$\frac{1}{3} \varphi = 8$	über Wasser $64\frac{1}{2}$ $59\frac{1}{4}$ 58 $54\frac{1}{2}$ unter Wasser $54\frac{1}{2}$
9	Bem. γ Gewicht über Grund- wasser γ' unter Grundwasser γ'' do. nach Abzug von 1000 kg Auftrieb			
10	Erddruck und hydrostati- scher Überdruck; Abb. 2 $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 900$ kg Für das Wasser $\beta = 0$ $W = 500 h^2$ kg	87—91	$\frac{1}{3} \varphi = 8$	$54\frac{1}{2}$
			$\frac{2}{3} \varphi = 16$	$52\frac{1}{2}$

Über die Wahl der Fälle 1—7 vergl. S. 29—32; φ S. 40; β S. 45 und hier nachfolgend; ω S. 41 und 45; E S. 28 unter g und Tabelle XIII S. 49 für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$; s S. 52.

Für β , Neigungswinkel des Erddrucks gegen die Normale zur Wand, vergl. Abb. 1, ist zu setzen:

Fall A. $\beta = \frac{1}{3} \varphi$, selten verwendet und zwar nur bei schmalen wie verhältnismässig glatten Wänden, z. B. bei runden Pfählen.

Fall B. $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ verwende man meistens und zwar bei dickeren Wänden mit rauherer Rückseite, also bei Stein oder Cementmörtel und bei gesägtem Holz; vergl. S. 47.

Die Hinterfüllung einer Stützmauer erfolgt gewöhnlich mit gutem Sandboden. Man verwendet Quarzsand mit nur geringem Thongehalt. Derartiger Boden ist hier in Tabelle I vorausgesetzt und zwar nur erdfeucht bis nass, Fall 1—4. Trockener

bei gutem Füllboden (vergl. Seite 29 u. 30).
Hinterfüllung oben horizontal.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E = ih^2$ kg	Basis des Druck Δ $s = 2 ih$ kg	Erklärung a bis i, Seite 26—29.
1	171 h^2 kg	$s = 342 h$ kg	<p>Beispiel. Die Grösse des Erddrucks wird durch die Fläche $A F J$, Abb. 1, dargestellt.</p> <p>Abb. 1</p> <p>Fall 1 bis 4</p> <p>Fall 5</p> <p>Fall 6</p>
2	245 h^2 kg	$s = 490 h$ kg	
3	289 h^2 kg	$s = 578 h$ kg	
4	372 h^2 kg	$s = 744 h$ kg	
5	Erddruckanteil E''' unter Wasser vergl. $\Delta D G J$ Abb. 1 hier. $\leq 176 h^2$ kg	$s'' \leq 352 h'$ kg	
6	Erddruckanteil E'' unter Wasser vergl. Rechteck $B D F G$ Abb. 1 hier Bodengewicht über Wasser	$s' = 352 \frac{\gamma}{\gamma'} h$	
	1) $\gamma = 1770$	$= 692 h$ kg	
	2) $\gamma = 1800$	$= 704 \text{ „ „}$	
	3) $\gamma = 1850$	$= 724 \text{ „ „}$	
	4) $\gamma = 1900$	$= 744 \text{ „ „}$	
		$s' = 338 \frac{\gamma}{\gamma'} h$	
	1) $\gamma = 1770$	$= 665 h$ kg	
	2) $\gamma = 1800$	$= 676 \text{ „ „}$	
	3) $\gamma = 1850$	$= 695 \text{ „ „}$	
	4) $\gamma = 1900$	$= 714 \text{ „ „}$	
7	$\leq 176 h^2$ kg	$\leq 352 h'$ kg	
	+ 500 „ „	+ 1000 „ „	
	$\leq 169 h^2$ kg	$\leq 338 h'$ kg	
	+ 500 „ „	+ 1000 „ „	

Beispiel für E .
Hier ist $E = E' + E'' + E'''$
Fall 1—4. Über Wasser.
Gegeben Fall 2; $h = 3$ m $\beta = \frac{1}{3} \varphi$.
 $E' = 245 h^2$ kg = $245 \cdot 3^2$ kg.
 $= 245 \cdot 9 = 2205$ kg.
Gegeben Fall 5 u. 6 unter Wasser.
 $h = 4$ m $\beta = \frac{1}{3} \varphi$.

Fall 6. Rechteck $B D F G$. $E'' = s' \cdot h'$;
 $s' = 704 h$ kg; $E'' = 704 \cdot h \cdot h'$ kg = $704 \cdot 3$
 4 kg = 8448 kg.

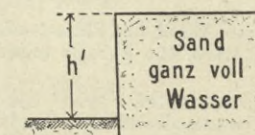
Fall 5. Dreieck $D G J$.
 $E''' = 176 \cdot h'^2$ kg = $176 \cdot 4 \cdot 4$ kg = 2816 kg.

Reicht das Wasser bis Oberkante
Wand, so hat man nur Fall 5, da $h = 0$;
d. h. die Belastung durch Boden über
Wasser. „Fall 6“ fällt dann fort.

Druckordinate unter Wasser = $s' + s''$;
 s' , veranlasst durch den Boden über Was-
ser, Fall 6. s'' , veranlasst durch den Boden
unter Wasser, Fall 5.

Beispiel. Als Massstab für s bei Auf-
tragungen; 50 kg = 1 mm, z. B. s (Fall 2)
 $= 490 h$ kg = $490 \cdot 3$ kg $s = 1470$ kg;
 $\frac{1470}{50} = 29,4$ mm sind aufzutragen; vergl.
S. 52—54.

Fall 7 Abb. 2



Dichte Wand, ohne Drainage

Boden ist hier nicht erwähnt, da staub-
trockener Boden kaum vorkommt; vergl.
die Ausführungen S. 24.

Leichter, als hier für γ angenom-
men, sind Bodenarten, welche vegetabi-
lische Stoffe oder z. B. Kalksand enthal-
ten. Schwerer diejenigen, welche z. B. bei
Quarz feines wie gröberes Korn gemischt
aufweisen. Wo es auf Genauigkeit an-
kommt, wäge man den verfügbaren Boden.
Vergl. die erforderlichen Umrechnungen
S. 27 unter 1, Spalte b Zwischenwerte be-
treffend.

Tabelle II. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand vertikal.

a	b	c	d	e																				
Fall No.	φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Hinweis Seite	Neigungs- winkel β	Gleitwinkel ω																				
1	Dammerde trocken $\varphi = 40^\circ$ $\gamma = 1400$ kg	—	$\frac{1}{3}\varphi = 13$ $\frac{2}{3}\varphi = 27$	$63\frac{1}{4}$ 62																				
2	schwach feuchte Damm- erde $\varphi = 45^\circ$ $\gamma = 1580$ kg	61	$\frac{1}{3}\varphi = 15$ $\frac{2}{3}\varphi = 30$	66 $64\frac{3}{4}$																				
3	ganz nasse Dammerde $\varphi = 33^\circ$ $\gamma = 1690$ kg	62	$\frac{1}{3}\varphi = 11$ $\frac{2}{3}\varphi = 22$	$59\frac{3}{4}$ 58																				
4	gesättigt nasse Dammerde $\varphi = 27^\circ$ $\gamma = 1800$ kg	84—87	$\frac{1}{3}\varphi = 9$ $\frac{2}{3}\varphi = 18$	56 54																				
5	Dammerde unter Wasser als Überdruck gegen Aussen- wasser $\varphi'' = \varphi = 27^\circ$ $\gamma'' = \gamma - 1000 = 800$ kg	72—73 u. 75	$\frac{1}{3}\varphi = 9$ $\frac{2}{3}\varphi = 18$	56 54																				
6	desgl. belastet durch Boden von h Höhe über Wasser; γ Fall 1—4 unter Wasser $\gamma'' = 800$ kg $\varphi = 27^\circ$; siehe Fall 5 Bem. γ Gewicht über Grund- wasser γ'' unter Grundwasser γ'' do. nach Abzug von 1000 kg Auftrieb	76—81	$\frac{1}{3}\varphi = 9$	<table border="0"> <tr><td>über Wasser</td><td>$63\frac{1}{4}$</td></tr> <tr><td></td><td>66</td></tr> <tr><td></td><td>$59\frac{3}{4}$</td></tr> <tr><td></td><td>56</td></tr> <tr><td>unter Wasser</td><td>56</td></tr> </table> <table border="0"> <tr><td>über Wasser</td><td>62</td></tr> <tr><td></td><td>$64\frac{3}{4}$</td></tr> <tr><td></td><td>58</td></tr> <tr><td></td><td>54</td></tr> <tr><td>unter Wasser</td><td>54</td></tr> </table>	über Wasser	$63\frac{1}{4}$		66		$59\frac{3}{4}$		56	unter Wasser	56	über Wasser	62		$64\frac{3}{4}$		58		54	unter Wasser	54
über Wasser	$63\frac{1}{4}$																							
	66																							
	$59\frac{3}{4}$																							
	56																							
unter Wasser	56																							
über Wasser	62																							
	$64\frac{3}{4}$																							
	58																							
	54																							
unter Wasser	54																							
7	Erddruck und hydrostati- scher Überdruck; Abb. 2 Tabelle I $\varphi = 27^\circ$ $\gamma'' = \gamma - 1000 = 800$ kg Für das Wasser $\beta = 0$ $W = 500 h^2$ kg	87—93	$\frac{1}{3}\varphi = 9$ $\frac{2}{3}\varphi = 18$	56 54																				

Über die Wahl der Fälle 1—7 vergl. S. 29—32; φ S. 40; β S. 45 und hier rechts unten; ω S. 41 u. 45; E S. 28 unter g und Tabelle XIII S. 49 für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$; s S. 52.

Dammerde enthält soviel Bindestoff, dass der natürliche Böschungswinkel gross ausfällt. Der Bindestoff im Sande kann aus Thon oder Pflanzenresten bestehen; letztere erregen Fäulnis. Neben Holzteilen darf Boden mit vegetabilischen Stoffen daher nicht verwendet werden.

bei Dammerde (vergl. Seite 33).
Hinterfüllung oben horizontal.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E = ih^2$ kg	Basis des Druck Δ $s = 2ih$ kg	Erklärung a bis i, Seite 26—29.
1	$145 h^2$ kg 143 „ „	$s = 290 h$ kg „ = 286 „ „	<p>Beispiel. Vergl. Abb. 1 Tabelle I.</p> <p style="text-align: center;">Abb. 3</p>
2	$128 h^2$ kg 126 „ „	$s = 256 h$ kg „ = 252 „ „	
3	$230 h^2$ kg 223 „ „	$s = 460 h$ kg „ = 446 „ „	
4	$319 h^2$ kg 302 „ „	$s = 638 h$ kg „ = 604 h „	
5	Erddruckanteil E''' unter Wasser vergl. ΔDGJ Abb. 1 Tabelle I $\leq 142 h^2$ kg ≤ 134 „ „	$s'' \leq 284 h$ kg „ ≤ 268 „ „	
6	Erddruckanteil E'' unter Wasser vergl. Rechteck $BDFG$ Abb. 1 Tab. I Bodengewicht über Wasser 1) $\gamma = 1400$ 2) $\gamma = 1580$ 3) $\gamma = 1690$ 4) $\gamma = 1800$	$s' = 284 \frac{\gamma}{\gamma''} h$ „ = 497 h kg „ = 561 „ „ „ = 600 „ „ „ = 638 „ „ $s' = 268 \frac{\gamma}{\gamma''} h$ 1) $\gamma = 1400$ „ = 469 h kg 2) $\gamma = 1580$ „ = 529 „ „ 3) $\gamma = 1690$ „ = 566 „ „ 4) $\gamma = 1800$ „ = 603 „ „	
7	$\leq 142 h^2$ kg + 500 „ „ $\leq 134 h^2$ kg + 500 „ „	$\leq 284 h'$ kg + 1000 „ „ $\leq 268 h'$ kg + 1000 „ „	

Beispiel für E .
Hier ist $E = E' + E'' + E'''$
Fall 1—4. Über Wasser.

Gegeben Fall 2; $h = 3$ m, $\beta = \frac{2}{3}\varphi$.
 $E' = 126 \cdot h^2$ kg = $126 \cdot 3^2$ kg.
= $126 \cdot 9 = 1134$ kg.

oder Rechnung 2
 $E' = \frac{s \cdot h}{2}$; $s = 252 h$
= $252 \cdot 3 = 756$ kg
 $\frac{756 \cdot 3}{2} = 1134$ kg.

Gegeben Fall 5 u. 6 unter Wasser
 $h' = 4$ m; $\beta = \frac{2}{3}\varphi$.

Fall 6. E'' entsteht durch den Druck
des Bodens über Wasser auf den Boden
unter Wasser (vergl. S. 76).
 $E'' = s' \cdot h'$; $s' = 529 h$ kg
= $529 \cdot h \cdot h'$ kg
= $529 \cdot 3 \cdot 4 = 6348$ kg.

Fall 5. Boden unter Wasser
 $E''' = 134 h^2$ kg = $134 \cdot 4 \cdot 4 = 2144$ kg
oder $E''' = \frac{s'' \cdot h'}{2}$; $s'' = 268 \cdot h' =$
 $268 \cdot 4 = 1072$ kg
= $\frac{1072 \cdot 4}{2} = 2144$ kg.

Beispiel für s
Kräftemassstab wie Tab. I

50 kg = 1 mm
z. B. $s = 756$ kg

$\frac{756}{50} = 15,1$ mm

Für Fall 7 vergl. Abb. 2 Tab. I.

Wie in Tabelle I sind auch hier die
Angaben über ganz trockenen Boden fort-
gelassen; da ausgefrorener nicht zer-
riebener Boden Kohäsion besitzt, vergl. S. 33.

Über die Verwendung von $\beta = \frac{1}{3}\varphi$
oder $\frac{2}{3}\varphi$ vergleiche die Bemerkung Tab. I
und S. 47.

Tabelle III. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand vertikal.

a	b	c	d	e
Fall No.	φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Hinweis Seite	Neigungs- winkel	Gleitwinkel ω
1	Sand trocken $\varphi = 35^\circ$ $\gamma = 1640$ kg	—	$\frac{1}{3}\varphi = 12$ $\frac{2}{3}\varphi = 23$	$60\frac{1}{2}$ $58\frac{3}{4}$
2	Sand schwach feucht $\varphi = 40^\circ$ $\gamma = 1770$ kg	61	$\frac{1}{3}\varphi = 13$ $\frac{2}{3}\varphi = 27$	$63\frac{1}{4}$ 62
3	ganz nasser Sand $\varphi = 30^\circ$ $\gamma = 1880$ kg	62	$\frac{1}{3}\varphi = 10$ $\frac{2}{3}\varphi = 20$	58 56
4	Sand mit Wasser gesättigt $\varphi = 24^\circ$ $\gamma = 2000$ kg	—	$\frac{1}{3}\varphi = 8$ $\frac{2}{3}\varphi = 16$	$54\frac{1}{2}$ $52\frac{1}{2}$
5	Sand unter Wasser als Über- druck gegen Aussenwasser $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 1000$ kg	72—73 u. 75	$\frac{1}{3}\varphi = 8$ $\frac{2}{3}\varphi = 16$	$54\frac{1}{2}$ $52\frac{1}{2}$
6	desgl. belastet durch Boden von h Höhe über Wasser; γ Fall 1—4 unter Wasser $\gamma'' = 1000$ kg $\varphi = 24^\circ$; siehe Fall 5. Bem. γ Gewicht über Grund- wasser γ' unter Grundwasser γ'' do. nach Abzug von 1000 kg Auftrieb.	76—81	$\frac{1}{3}\varphi = 8$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{über Wasser} \\ 60\frac{1}{2} \\ 63\frac{1}{4} \\ 58 \\ 54\frac{1}{2} \\ \text{unter Wasser} \\ 54\frac{1}{2} \end{array} \right.$
7	Erddruck und hydrostati- scher Überdruck; Abb. 2 Tabelle I $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma - 1000 = 1000$ kg Für das Wasser $\beta = 0$ $W = 500 h^2$ kg	87—91	$\frac{1}{3}\varphi = 8$ $\frac{2}{3}\varphi = 16$	$54\frac{1}{2}$ $52\frac{1}{2}$

Ganz reiner Sandboden ohne Bindemittel steht als Hinterfüllungsboden selten zur Verfügung. Reiner Sand übt einen etwas grösseren Erddruck aus als Sand mit Bindestoff und das zumal in trockenem Zustand, da derselbe dann keine Kohäsion besitzt. Der reine Sand hat aber einen Vorzug; er lässt das Grundwasser leicht durchsickern. Es fällt also bei sorgfältiger Drainage der Stütz- oder Uferwand der

bei reinem Sandboden (vergl. Seite 33).
Hinterfüllung oben horizontal.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E = ih^2$ kg	Basis des Druck Δ $s = 2ih$ kg	Beispiele.
1	$208 h^2$ kg 205 „ „	$s = 416 h$ kg „ = 410 „ „	Vergl. Abb. 1 Tabelle I und Beispiel Tabelle II. Beispiel für E . Hier $E = E' + E'' + E'''$ Fall I—4. Über Wasser.
2	179 „ „ 178 „ „	$s = 358 h$ kg „ = 356 „ „	Gegeben Fall 2; $h = 3$ m; $\beta = \frac{1}{3}\varphi$. $E' = 179 h^2$ kg = $179 \cdot 3^2$ kg = $179 \cdot 9 = 1611$ kg.
3	295 „ „ 283 „ „	$s = 590 h$ kg „ = 566 „ „	Gegeben Fall 5 u. 6 unter Wasser $h' = 4$ m; $\beta = \frac{1}{3}\varphi$.
4	390 „ „ 378 „ „	$s = 780 h$ kg „ = 756 „ „	Fall 6. Rechteck $BDFG$ $E'' = s' \cdot h'$; $s' = 690 h$ kg = $690 \cdot 3 \cdot 4 = 8280$ kg.
5	Erddruckanteil E''' unter Wasser vergl. ΔDGJ Abb. 1 Tabelle I $\leq 195 h^2$ kg ≤ 189 „ „	$s'' \leq 390 h'$ kg „ ≤ 378 „ „	Fall 5, Dreieck DGJ $E''' = 195 \cdot h'^2$ kg $195 \cdot 4 \cdot 4 = 3120$ kg.
6	Erddruckanteil E'' unter Wasser vergl. Rechteck $BDFG$ Abb. 1 Tab. I Bodengewicht über Wasser	$s' = 390 \frac{\gamma}{\gamma''} \cdot h$ $\gamma = 1640$ „ = $640 h$ kg $\gamma = 1770$ „ = 690 „ „ $\gamma = 1880$ „ = 733 „ „ $\gamma = 2000$ „ = 780 „ „	Beispiel für s Als Masstab für s bei Auftragungen 50 kg = 1 mm; z. B. Fall 2 $s = 358 h$ kg = $358 \cdot 3$ $s = 1074$ kg = $\frac{1074}{50} = 21,5$ mm.
7	$\leq 195 h^2$ kg ∓ 500 „ „	$s' = 378 \frac{\gamma}{\gamma''} \cdot h$ $\gamma = 1640$ „ = $620 h$ kg $\gamma = 1770$ „ = 669 „ „ $\gamma = 1880$ „ = 711 „ „ $\gamma = 2000$ „ = 756 „ „	Beispiel für Erddruck mit hydrostati- schem Überdruck vergl. Abb. 2 Tabelle I. Fall 7. I. Erddruck $h = 3$ m; $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ $E = 195 h^2$ kg = $195 \cdot 3^2$ kg = $195 \cdot 9 = 1755$ kg. II. Wasserdruck $h = 3$ m; $\beta = 0$ $W = 500 h^2$ kg = $500 \cdot 3^2$ kg $500 \cdot 9 = 4500$ kg zusammen 1755 und 4500 kg. E unter $\sphericalangle \beta$ und W normal zur Wand
	$\leq 189 h^2$ kg ∓ 500 „ „	$\leq 378 h'$ kg ∓ 1000 „ „	

gefährliche, im Beispiel rechts unten behandelte, Zustand 7 mit Sicherheit ganz fort, so dass der Meistwert des Erddrucks für diesen Boden bei schnell wechselnden Grundwasserständen doch kleiner ausfällt als bei den Bodenarten mit Bindestoffen der Tabellen I und II.

Über die Verwendung von $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ oder $\frac{2}{3}\varphi$ vergl. Bemerkung Tab. I und S. 47.

Tabelle IV. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand vertikal.

a	b	c	d	e
Fall No.	φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Hinweis Seite	Neigungs- winkel β	Gleitwinkel ω
	Lehmboden:			
1 bis 3	trocken bis nass, Erddruck unsicher, vergl. die Be- merkung unten.			
4	Lehmboden gesättigt nass $\varphi = 17^\circ$ $\gamma = 2040$ kg	62	$\frac{1}{3}\varphi = 6$ $\frac{2}{3}\varphi = 11$	$50\frac{1}{4}$ $48\frac{1}{2}$
5	Lehmboden unter Wasser als Überdruck gegen Aussen- wasser $\varphi = 17^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 1040$ kg	72—73 u. 75	$\frac{1}{3}\varphi = 6$ $\frac{2}{3}\varphi = 11$	$50\frac{1}{4}$ $48\frac{1}{2}$
6	desgl. belastet durch Boden von h Höhe über Wasser; $\gamma = 1800$ kg unter Wasser $\gamma'' = 1040$ kg $\varphi = 17^\circ$; siehe Fall 5.	76—81	$\frac{1}{3}\varphi = 6$ $\frac{2}{3}\varphi = 11$	$50\frac{1}{4}$ $48\frac{1}{2}$
	Gerölle.			
a	Gerölle eckig $\varphi = 45^\circ$ $\gamma = 1770$ kg	—	$\frac{1}{3}\varphi = 15$ $\frac{2}{3}\varphi = 30$	66 65
b	Gerölle rundlich $\varphi = 30^\circ$ $\gamma = 1770$ kg	—	$\frac{1}{3}\varphi = 10$ $\frac{2}{3}\varphi = 20$	58 56
	Wenn das Gerölle rund- lich und zudem rein ohne Sand, dann kann φ auf 27° sinken.			

Bemerkung: Lehmboden ist als Hinterfüllung unbrauchbar. Der Lehmboden bläht sich auf, wenn er feucht wird. Dabei entwickelt derselbe vorübergehend Kräfte, welche weit grösser sind als der eigentliche Erddruck. Diese hören wieder auf, wenn die Ausdehnung des Bodens erreicht ist. Trockener Lehmboden steht vermöge seiner Kohäsion in fast steiler Wand. Er äussert wie Fels dann keinen

bei Lehmboden und Gerölle (vergl. Seite 34).
Hinterfüllung oben horizontal.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E = ih^2$ kg	Basis des Druck Δ $s = 2ih$ kg	
			Beispiel vergl. Abb. 1 u. 3 Tab. I u. II. 1. Für Lehmboden Hier $E = E' + E'' + E'''$
			Fall 4 über Wasser $h = 3$ m; $\beta = \frac{2}{3}\varphi$ $E' = 507h^2$ kg = $507 \cdot 3^2$ $507 \cdot 9 = 4563$ kg.
4	$521h^2$ kg 507 „ „	$s = 1042h$ kg „ = 1014 „ „	Gegeben Fall 5 u. 6 unter Wasser $h' = 4$ m; $\beta = \frac{2}{3}\varphi$.
5	Erddruckanteil E''' unter Wasser vergl. ΔDGJ Abb. 1 Tab. I $\leq 266h^2$ kg ≤ 258 „ „	$s'' \leq 532h'$ kg „ ≤ 516 „ „	Fall 6. Rechteck $BDFG$ $E'' = s' \cdot h'$; $s' = 893h$ kg $893 \cdot h \cdot h'$ kg $893 \cdot 3 \cdot 4 = 10716$ kg.
			Fall 5. Dreieck DGJ $E''' = 258h'^2$ kg = $258 \cdot 4 \cdot 4$ $= 258 \cdot 16 = 4128$ kg.
6	Erddruckanteil E'' unter Wasser vergl. Rechteck $BDFG$ Abb. 1 Tab. I Bodengewicht über Wasser $\gamma = 1800$ $\gamma = 1800$	$s' = 552 \frac{\gamma}{\gamma''} h$ „ = $921h$ kg $s' = 516 \frac{\gamma}{\gamma''} h$ kg = $893h$ kg	2. Für Gerölle über Wasser Fall a, Abb. 1 $h = 7$ m; $\beta = \frac{2}{3}\varphi$ $E = 144 \cdot h^2$ kg = $144 \cdot 7^2$ kg $144 \cdot 49 = 7056$ kg.
a	$143h^2$ kg 144 „ „	$s = 286h$ kg „ = 288 „ „	Beispiel für Erddruck mit hydro- statischem Überdruck Fall 7 vergl. Abb. 2 Tabelle I.
b	$278h^2$ kg 266 „ „	$s = 556h$ kg „ = 532 „ „	Lehmboden $h' = 3$ m; $\beta = \frac{2}{3}\varphi$. Erddruck $E = 258h'^2$ kg $258 \cdot 3^2 = 258 \cdot 9 = 2322$ kg.
			Wasserdruck W $h' = 3$ m; $\beta = 0$ $W = 500 \cdot h'^2$ kg = $500 \cdot 3^2 =$ $500 \cdot 9 = 4500$ kg.
			E u. $W \leq 2322$ u. 4500 kg. E unter $\angle \beta$ und W normal zur Wand.

Erddruck, solange die Wand nicht bricht. Bei Eindringen von Wasser nimmt der Erddruck steigende Werte bis zu Fall 4 an.

Über die Verwendung von $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ oder $\beta = \frac{2}{3}\varphi$ vergleiche die Bemerkung Tabelle I und S. 47.

Tabelle V. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand vertikal.

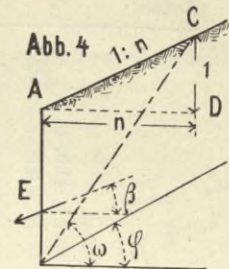
a	b	c	d	e
φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Fall No.	Böschungs- neigung 1:n	Neigungs- winkel β	Gleitwinkel ω
1) Schwach feuchter Boden wie in Tabelle I über Wasser, vergl. Bemerkung Tabelle I, II und III $\varphi = 42^\circ$ $\gamma = 1770$ kg	a	horizontal	$\frac{1}{3}\varphi = 14$ $\frac{2}{3}\varphi = 28$	$64\frac{1}{2}$ 63
	b	1:5	$\frac{1}{3}\varphi = 14$ $\frac{2}{3}\varphi = 28$	63 $61\frac{1}{2}$
	c	1:3	$\frac{1}{3}\varphi = 14$ $\frac{2}{3}\varphi = 28$	$61\frac{1}{2}$ 60
	d	1:1 $\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}\varphi = 14$ $\frac{2}{3}\varphi = 28$	$56\frac{1}{2}$ 55
	e	1:1 $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}\varphi = 14$ $\frac{2}{3}\varphi = 28$	53 52
	f	Neigung φ	$\frac{1}{3}\varphi = 14$ $\frac{2}{3}\varphi = 28$	42 42
2) ziemlich nasser Boden über Wasser $\varphi = 33^\circ$ $\gamma = 1800$ kg	g	1:5	$\frac{1}{3}\varphi = 11$ $\frac{2}{3}\varphi = 22$	$56\frac{1}{4}$ 55
	h	1:2	$\frac{1}{3}\varphi = 11$ $\frac{2}{3}\varphi = 22$	49 $47\frac{1}{2}$
	i	1:1 $\frac{3}{4}$	$\frac{1}{3}\varphi = 11$ $\frac{2}{3}\varphi = 22$	45 $43\frac{1}{2}$
	k	Neigung φ	$\frac{1}{3}\varphi = 11$ $\frac{2}{3}\varphi = 22$	33 33

Bemerkung: Weitere Werte i und zwar Zwischenwerte für jede Neigung wie für negative, d. h. fallende Böschungen und Beispiele sind im § 11, Abb. 24, S. 63 u. 64 gegeben.

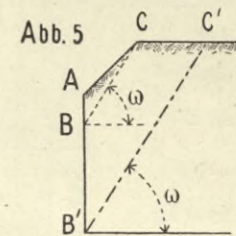
Beispiel zu 1c: $h = 3$ m; Neigung 1:3

bei gutem Füllboden (vergl. Seite 35.)

Hinterfüllung oben geböschet (vergl. auch S. 29 u. 30 und § 11, S. 63 Abb. 24).

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E = ih^2$ kg	Basis des Druck Δ $s = 2ih$ kg	
a	$171 h^2$ kg 167 „ „	$342 h$ kg 334 „ „	
b	$181 h^2$ kg 189 „ „	$362 h$ kg 378 „ „	
c	$198 h^2$ kg 206 „ „	$396 h$ kg 412 „ „	
d	$268 h^2$ kg 276 „ „	$536 h$ kg 552 „ „	
e	$317 h^2$ kg 331 „ „	$634 h$ kg 662 „ „	
f	$506 h^2$ kg 557 „ „	$1012 h$ kg 1114 „ „	
g	$284 h^2$ kg 274 „ „	$568 h$ kg 548 „ „	
h	$386 h^2$ kg 391 „ „	$772 h$ kg 782 „ „	
k	$649 h^2$ kg 688 „ „	$1298 h$ kg 1376 „ „	

Die Werte der Tabelle werden nur dann erreicht, wenn die Böschung sich bis zum Punkte C erstreckt, woselbst die Gleitebene die Böschung schneidet; vergl. Abb. 4.



Trifft die Gleitebene bei C' (vergl. Abb. 5) nicht mehr den geböschten Teil der Bodenoberfläche, dann fällt der Erddruck für Strecke B'C' kleiner aus, als den Werten dieser Tabelle V entspricht; siehe Beispiel S. 65 u. Abb. 25. In diesem Falle wächst der Erddruck nicht proportional mit dem Quadrat der Höhe und s nicht proportional mit h. Das Verfahren Rebhann ist hier für Strecke BB' in jedem Fall besonders anzuwenden.

Über die Verwendung von $\beta = \frac{1}{3}\varphi$ oder $\beta = \frac{2}{3}\varphi$ vergl. Bemerkung Tab. 1 und S. 47.

$$\varphi = 42^\circ; \beta = \frac{2}{3}\varphi = 28^\circ$$

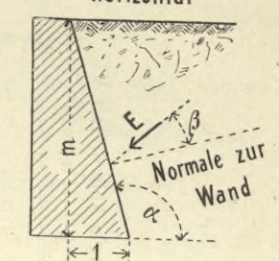
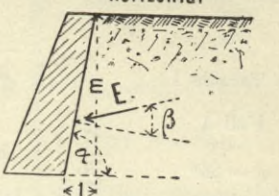
$$E = 206 h^2 \text{ kg} = 206 \cdot 3^2 \text{ kg} \\ = 206 \cdot 9 \text{ kg} = 1854 \text{ kg.}$$

Tabelle VI. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand geneigt.

a	b	c	d	e	
φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Fall No.	Wand- neigung $m:1$	Neigungs- winkel β	Gleitwinkel ω	
Über Wasser ziemlich nasser Boden bestehend aus Sand mit etwas Bindemittel wie in Tabelle I Fall 2 $\varphi = 33^\circ$ $\gamma = 1800 \text{ kg}$	vergl. Abb. 6 $\alpha \wedge 90^\circ$	a	$3:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	67
			"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	64
		b	$5:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	64
			"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	62
		c	$10:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	62
			"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	60
	vergl. Abb. 7 $\alpha \vee 90^\circ$	d	$\infty:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	$59\frac{1}{4}$
			"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	58
		e	$10:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	57
			"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	55
		f	$8:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	$56\frac{1}{4}$
			"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	55
g	$5:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	$54\frac{1}{4}$		
	"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	53		
h	$4:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	$53\frac{1}{4}$		
	"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	$52\frac{1}{4}$		
i	$3:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	$51\frac{1}{2}$		
	"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	$50\frac{1}{4}$		
k	$2:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	$47\frac{1}{2}$		
	"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	47		
l	$1:1$	$\frac{1}{3} \varphi = 11$	39		
	"	$2\frac{2}{3} \varphi = 22$	$38\frac{3}{4}$		

Bemerkung: Um den Einfluss einer geneigten Stellung der Wandrückseite zu zeigen, ist hier für verschiedene Wandneigungen zu Fall 2 der Tabelle I die Variation der Grösse des Erddruckes gegeben. Für gesättigt nassen Boden vergl. Tabelle VII und für Boden unter Wasser Tabelle VIII.

bei gutem, ziemlich nassem Füllboden (vergl. Seite 36).
Hinterfüllung oben horizontal.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E = ih^2 \text{ kg}$	Basis des Druck Δ $s = 2ih \text{ kg}$	
a	$384 h^2 \text{ kg}$	$768 h \text{ kg}$	Abb. 6 für Fall a, b, u. c. horizontal 
	388 " "	776 " "	
b	$328 h^2 \text{ kg}$	$656 h \text{ kg}$	Fall d, Rückseite vertikal 
	319 " "	638 " "	
c	$285 h^2 \text{ kg}$	$570 h \text{ kg}$	Abb. 7 für Fall e bis l horizontal
	281 " "	562 " "	
d	$245 h^2 \text{ kg}$	$490 h \text{ kg}$	Beispiele. 1. Gegeben Fall b. $h = 3 \text{ m}; \beta = \frac{1}{3} \varphi$. Neigung der Wand 5:1 $E = 328 h^2 \text{ kg} = 328 \cdot 3^2 \text{ kg}$ $= 328 \cdot 9 \text{ kg} = 2952 \text{ kg}$.
	240 " "	480 " "	
e	$213 h^2 \text{ kg}$	$426 h \text{ kg}$	2. Gegeben Fall g $h = 3 \text{ m}; \beta = \frac{1}{3} \varphi$. Neigung der unterschrittenen Wand 5:1 $E = 184 \cdot h^2 \text{ kg} = 184 \cdot 3^2 \text{ kg}$ $= 184 \cdot 9 \text{ kg} = 1656 \text{ kg}$.
	205 " "	410 " "	
f	$204 h^2 \text{ kg}$	$408 h \text{ kg}$	
	197 " "	394 " "	
g	$184 h^2 \text{ kg}$	$368 h \text{ kg}$	
	174 " "	348 " "	
h	$171 h^2 \text{ kg}$	$342 h \text{ kg}$	
	160 " "	320 " "	
i	$147 h^2 \text{ kg}$	$294 h \text{ kg}$	
	139 " "	278 " "	
k	$109 h^2 \text{ kg}$	$218 h \text{ kg}$	
	100 " "	200 " "	
l	$28 h^2 \text{ kg}$	$56 h \text{ kg}$	
	24 " "	48 " "	

Zwischenwerte und Werte für andere Wandneigungen sind S. 67 u. 68 in Abb. 26 gegeben. Beispiele S. 68—70 u. 82.

Der Wert Null ergibt sich für den Erddruck bei einer Wandneigung 1:1,54, welche der natürlichen Böschung, d. h. dem Winkel $\varphi = 33^\circ$ entspricht. Das kommt für Uferschutz in Frage.

Tabelle VII. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand geneigt.

a	b	c	d	e	
φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Fall No.	Wand- neigung m : 1	Neigungs- winkel β	Gleitwinkel ω	
Über Wasser gesättigt nasser Boden ohne hydrostatischen Druck wie in Tabelle I Fall 4 $\varphi = 24^\circ$ $\gamma = 1900 \text{ kg}$	↑ vergl. Abb. 6, Tab. VI $\alpha \wedge 90^\circ$	a	3 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	62 58 $\frac{1}{4}$
		b	5 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	59 56
		c	10 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	57 54 $\frac{3}{4}$
		d	$\infty : 1$	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	54 $\frac{1}{2}$ 52 $\frac{1}{2}$
		e	10 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	52 50 $\frac{1}{4}$
		f	8 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	51 49 $\frac{3}{4}$
	↓ vergl. Abb. 7, Tab. VI $\alpha \vee 90^\circ$	g	5 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	49 $\frac{3}{4}$ 48
		h	4 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	49 47
		i	3 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	46 $\frac{1}{2}$ 45 $\frac{1}{4}$
		k	2 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	42 $\frac{3}{4}$ 42
		l	1 : 1	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	34 $\frac{1}{4}$ 34
		m	0,75 : 1 oder 1 : 1 $\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} \varphi = 8$ $\frac{2}{3} \varphi = 16$	30 30

Bemerkung: Diese Tabelle bietet die Variation der Grösse des Erddruckes bei geneigter Stellung der Wand für gesättigt nassen Boden. Dasselbe bietet für weniger nassen Boden Tabelle VI, für Boden unter Wasser; Tabelle VIII.

Für eine Neigung der Wandfläche gleich derjenigen der natürlichen Böschung des Bodens, hier für $m : 1 = 0,45 : 1$, wird der Erddruck naturgemäss zu Null. Der

bei gutem, aber gesättigt nassem Boden (vergl. Seite 36).
Hinterfüllung oben horizontal.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E = ih^2 \text{ kg}$	Basis des Druck Δ $s = 2ih \text{ kg}$	
a	515 $h^2 \text{ kg}$ 509 „ „	1030 $h \text{ kg}$ 1018 „ „	Für die 2 Hauptfälle vergl. die Abb. 6 und 7, Tabelle VI. Beispiele. 1. Geg. Fall b; vergl. Abb. 6 $h = 3 \text{ m}; \beta = \frac{2}{3} \varphi$.
b	462 $h^2 \text{ kg}$ 444 „ „	924 $h \text{ kg}$ 888 „ „	Neigung der Wand 5 : 1 $E = 444 \cdot h^2 \text{ kg} = 444 \cdot 3^2 \text{ kg}$ $= 444 \cdot 9 = 3996 \text{ kg}$
c	417 $h^2 \text{ kg}$ 396 „ „	834 $h \text{ kg}$ 792 „ „	oder $E = \frac{s \cdot h}{2}$ $s = 2ih \text{ kg} = 888 \cdot 3 \text{ kg}$ $E = \frac{888 \cdot 3 \cdot 3}{2} = 3996 \text{ kg}$.
d	372 $h^2 \text{ kg}$ 357 „ „	744 $h \text{ kg}$ 714 „ „	2. Geg. Fall g; vergl. Abb. 7 $h = 3 \text{ m}; \beta = \frac{2}{3} \varphi$.
e	337 $h^2 \text{ kg}$ 315 „ „	674 $h \text{ kg}$ 630 „ „	Neigung der unterschrittenen Wand 5 : 1 $E = 291 h^2 \text{ kg} = 291 \cdot 3^2 \text{ kg}$ $= 291 \cdot 9 = 2619 \text{ kg}$
f	326 $h^2 \text{ kg}$ 311 „ „	652 $h \text{ kg}$ 622 „ „	oder $E = \frac{s \cdot h}{2}$ $s = 2ih \text{ kg} = 582 \cdot 3 \text{ kg}$ $E = \frac{582 \cdot 3 \cdot 3}{2} = 2619 \text{ kg}$.
g	310 $h^2 \text{ kg}$ 291 „ „	620 $h \text{ kg}$ 582 „ „	
h	299 $h^2 \text{ kg}$ 268 „ „	598 $h \text{ kg}$ 536 „ „	
i	264 $h^2 \text{ kg}$ 248 „ „	528 $h \text{ kg}$ 496 „ „	
k	224 $h^2 \text{ kg}$ 205 „ „	448 $h \text{ kg}$ 410 „ „	
l	117 $h^2 \text{ kg}$ 102 „ „	234 $h \text{ kg}$ 204 „ „	
m	60 $h^2 \text{ kg}$ 55 „ „	120 $h \text{ kg}$ 110 „ „	

Wert m ist $\text{tag } \varphi = \text{tag } 24^\circ = 0,45 = \frac{1}{2,2}$. D. h. bei einer Böschung 1 : 2,2 wird hier der Erddruck Null.

Zwischenwerte und Werte für andere Wandneigungen sind S. 71, durch Abb. 28 gegeben.

Tabelle VIII. Aktiver Erddruck
Rückseite der Wand geneigt.

a	b	c	d	e
φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Fall No.	Wand- neigung m:1	Neigungs- winkel β	Gleitwinkel ω
Fall 5 Boden unter Wasser als Überdruck gegen Aussenwasser, gewöhnlicher guter Boden vorausgesetzt wie Tabelle I Fall 5 $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 900 \text{ kg}$ (Fall 6 vergl. unten die Bemerkung)	vergl. Abb. 6, Tabelle VI $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$ $\alpha = E$	a	3:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	62 58 1/2
		b	5:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	59 56
		c	10:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	57 54 3/4
		d	∞ :1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	54 1/2 52 1/2
		e	10:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	52 50 1/4
		f	8:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	51 49 3/4
		g	5:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	49 3/4 48
		h	4:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	49 47
		i	3:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	46 1/2 45 1/4
		k	2:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	42 3/4 42
		l	1:1 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	34 1/4 34
		m	0,75:1 oder 1:1 1/3 1/3 $\varphi = 8$ 2/3 $\varphi = 16$	30 30

Bemerkung: 1) Vergl. Abb. 6 und 7 Tabelle VI.

Fall 6 giebt denjenigen Erddruck-Anteil E'' , vergl. Abb. 1, Tabelle I, welcher durch das Gewicht des Bodens über Wasser, auf den Boden unter Wasser lastend, bedingt ist.

Es ermittelt sich der Erddruck E'' Fall 6 aus den Werten „2 i“ des Erddruckes Fall 5 der Tabelle VIII nach der Gleichung $2 i \cdot \frac{\gamma''}{\gamma}$. Hierin ist γ das Gewicht eines Kubikmeters Boden über Wasser und $\gamma'' = \gamma' - 1000$, d. h. es ist γ'' das bei Bestimmung von E'' Fall 5, also in Tabelle VIII, benutzte Gewicht des Bodens unter Wasser γ' nach Abzug des Auftriebes von 1000 kg für 1 cbm. Vergl. auch S. 79. Die Werthe i in E'' sind meist doppelt so gross als die Werte i in E''' .

Boden unter Wasser als Überdruck gegen Aussenwasser (vergl. S. 36). 17
Hinterfüllung oben horizontal.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $E''' = i h^2 \text{ kg}$	Basis des Druck Δ $s'' = 2 i h' \text{ kg}$	Beispiel; vergl. Abb. 1, Tab. I.
a	244 h ² kg 241 „ „	$s'' = 488 h' \text{ kg}$ 482 „ „	h über Wasser = 3 m. h' unter Wasser = 4 m. $\beta = 1/3 \varphi$.
b	219 h ² kg 210 „ „	$s'' = 438 h' \text{ kg}$ 420 „ „	Wandneigung = 5:1 wie Abb. 6 Tab. VI. $E = E' + E'' + E'''$.
c	197 h ² kg 188 „ „	$s'' = 394 h' \text{ kg}$ 376 „ „	Geg. Fall b Tabelle VII über Wasser. $E' = 462 h^2 \text{ kg} = 462 \cdot 3^2 \text{ kg} = 462 \cdot 9 \text{ kg}$ $= 4158 \text{ kg}$.
d	176 h ² kg 169 „ „	$s'' = 352 h' \text{ kg}$ 338 „ „	E'' entsteht durch die Belastung des Bodens von $h = 3$ m Höhe über Wasser, vgl. Abb. 1 Tab. 1.
e	160 h ² kg 149 „ „	$s'' = 320 h' \text{ kg}$ 298 „ „	$E'' = s' \cdot h'$; $s' = 2 i \frac{\gamma''}{\gamma} \cdot h$.
f	154 h ² kg 147 „ „	$s'' = 308 h' \text{ kg}$ 294 „ „	$2 i = 438$ vergl. letzte Spalte der Tab. VIII Fall b.
g	147 h ² kg 138 „ „	$s'' = 294 h' \text{ kg}$ 276 „ „	$\gamma = 1900 \text{ kg}$. $\gamma'' = 1900 - 1000 = 900 \text{ kg}$. $h = 3 \text{ m}$.
h	142 h ² kg 127 „ „	$s'' = 284 h' \text{ kg}$ 254 „ „	$2 i \frac{\gamma''}{\gamma} \cdot h = 438 \cdot \frac{1900}{900} \cdot 3$.
i	125 h ² kg 117 „ „	$s'' = 250 h' \text{ kg}$ 234 „ „	$E'' = 438 \cdot \frac{1900}{900} \cdot 3 \cdot 4 = 11096 \text{ kg}$.
k	106 h ² kg 97 „ „	$s'' = 212 h' \text{ kg}$ 194 „ „	E''' hervorgerufen durch den Boden unter Wasser.
l	55 h ² kg 48 „ „	$s'' = 110 h' \text{ kg}$ 96 „ „	Geg. Fall b Tabelle VIII. $E''' = 219 \cdot h^2 \text{ kg} = 219 \cdot 4^2 \text{ kg} = 219 \cdot 16 = 3504 \text{ kg}$.
m	28 h ² kg 26 „ „	$s'' = 56 h' \text{ kg}$ 52 „ „	

Zwischenwerte und Werte für andere Wandneigungen sind S. 74 in Abb. 30 gegeben und Beispiele S. 74-75.

Beispiel: Für den Boden über Wasser sei $\gamma = 1800 \text{ kg}$ und für den Boden unter Wasser $\gamma'' = 1900 - 1000 = 900 \text{ kg}$; ferner sei $\varphi = 24^\circ$, Fall 1, m:1 = 1:1 und $1/3 \varphi = 8^\circ$
 $E''' = 55 h^2 \text{ kg}$; $2 i$ also 110.

Mithin wird hier in Fall 6 der Wert

$$2 i = \frac{\gamma''}{\gamma - 1000} \cdot 110 = \frac{1800}{1900 - 1000} \cdot 110 = \frac{1800}{900} \cdot 110 = 220$$

und $s' = 220 h$ und $E'' = s' h' = 220 \cdot h \cdot h'$; vergl. das Rechteck BDFG, Abb. 1, Tabelle I.

Tabelle IX. Passiver Erddruck
Vorderseite der Wand vertikal.

a	b	c	d	e
φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden			δ Neigungswinkel zur Horizontalen	Gleitwinkel ω
Gewöhnlicher Boden mit etwas Bindemittel wie Tabelle I	1	schwach feucht $\varphi = 42^\circ$ $\gamma = 1770 \text{ kg}$	$\delta = 14$	17
			$\delta = 28$	$9\frac{1}{2}$
			$\delta = 34$	7
			$\delta = 38$	$4\frac{3}{4}$
	2	ziemlich nass $\varphi = 33^\circ$ $\gamma = 1800 \text{ kg}$	$\delta = 11$	22
			$\delta = 22$	$15\frac{3}{4}$
			$\delta = 28$	$13\frac{1}{3}$
			$\delta = 31$	$11\frac{3}{4}$
	3	ganz nasser Boden $\varphi = 30^\circ$ $\gamma = 1850 \text{ kg}$	$\delta = 10$	$22\frac{3}{4}$
			$\delta = 20$	18
			$\delta = 24$	16
			$\delta = 28$	$13\frac{3}{4}$
	4	gesättigt nasser Boden ohne hydrost. Druck $\varphi = 24^\circ$ $\gamma = 1900 \text{ kg}$	$\delta = 8$	26
			$\delta = 16$	22
			$\delta = 20$	20
$\delta = 24$			18	
5	Boden unter Wasser $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 900 \text{ kg}$	$\delta = 8$	26	
		$\delta = 16$	22	
		$\delta = 20$	20	
		$\delta = 24$	18	

1 bis 4 über Wasser

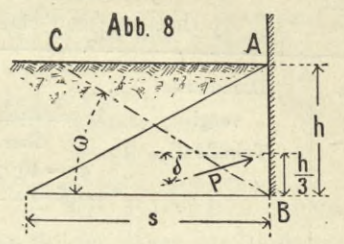
Bemerkungen. Über φ vergl. S. 40. Über ω vergl. S. 105, 107 u. 109. Über den passiven Erddruck vergl. Abschnitt III, S. 100–120. Über δ vergl. § 23, S. 104 und § 30, S. 114.

Für δ ist hier im Meistbetrage der volle Reibungswinkel β des Bodens an der Wand einzusetzen und zwar als Maximalwert von δ

- für rauhes Mauerwerk $\delta = \varphi$
- „ glatten Verputz und gesägtes Holz $\delta = \frac{2}{3}\varphi$
- „ gehobeltes glattes Holz $\delta = \frac{1}{3}\varphi$.

Der passive Erddruck ist für gewöhnlichen guten Boden ohne Kohäsion bei $\varphi = 42^\circ$ etwa 48mal (Fall 1)
„ $\varphi = 33^\circ$ „ 18 „ („ 2)

bei Boden ohne Kohäsion (vergl. Seite 39).
Gelände vor der Wand horizontal.

f	g	h	i Erklärung a bis i, S. 26–29
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $P = ih^2 \text{ kg}$	Basis des Druck Δ $s = 2ih \text{ kg}$	
1	$8230 h^2 \text{ kg}$	$16460 h \text{ kg}$	 <p>Die Tiefe, bis zu welcher die Wand hinabreicht, ist hier h genannt. In den weiteren Ausführungen ist dafür auch wiederholt die Bezeichnung Tiefe verwendet, geschrieben t.</p> <p>Beispiele.</p> <p>1. Geg. Fall 2 $\delta = 22^\circ$; $h = 4 \text{ m}$ $P = 7580 \cdot h^2 \text{ kg} = 7580 \cdot 4^2 \text{ kg}$ $7580 \cdot 16 \text{ kg} = 121280 \text{ kg}$ derselbe Wert berechnet sich aus der Formel $P = \frac{h \cdot s}{2}$ $s = 2ih \text{ kg} = 15160 \text{ kg}$ $P = \frac{15160 \cdot 4 \cdot 4}{2} = 121280 \text{ kg}$.</p> <p>2. Geg. Fall 5 unter Wasser $h' = 4 \text{ m}$; $\delta = 16^\circ$ $P = 1780 h'^2 \text{ kg} = 1780 \cdot 4^2 \text{ kg}$ $1780 \cdot 16 \text{ kg} = 28480 \text{ kg}$ oder $P = \frac{s \cdot h}{2}$ $s = 2ih \text{ kg} = 3560 h \text{ kg}$ $P = \frac{3560 \cdot 4 \cdot 4}{2} = 28480 \text{ kg}$.</p>
	23000 „ „	46000 „ „	
	42400 „ „	84800 „ „	
	81000 „ „	162000 „ „	
2	$4600 h^2 \text{ kg}$	$9200 h \text{ kg}$	
	7580 „ „	15160 „ „	
	10100 „ „	20200 „ „	
	13100 „ „	26200 „ „	
3	$4000 h^2 \text{ kg}$	$8000 h \text{ kg}$	
	5640 „ „	11280 „ „	
	6600 „ „	13200 „ „	
	8680 „ „	17360 „ „	
4	$2870 h^2 \text{ kg}$	$5740 h \text{ kg}$	
	3760 „ „	7520 „ „	
	4350 „ „	8700 „ „	
	4880 „ „	9760 „ „	
5	$1360 h'^2 \text{ kg}$	$2720 h' \text{ kg}$	
	1780 „ „	3560 „ „	
	2060 „ „	4120 „ „	
	2310 „ „	4620 „ „	

bei $\varphi = 30^\circ$ etwa 14mal (Fall 3)
„ $\varphi = 24^\circ$ „ 8 „ („ 4)

grösser als der aktive Erddruck; vergl. Tabelle 1.

Mit abnehmenden Werten φ sinkt das Verhältnis; es erreicht bei $\varphi = 0$, d. h. bei einer vollständigen Flüssigkeit, z. B. bei Wasser den Betrag 1. Bei Wasser ist der passive dem aktiven Druck P an Grösse gleich, wiewohl in der Richtung entgegengesetzt.

Der hier angenommene Boden zeigt aber immer Kohäsion. Der passive Erddruck ist daher etwas, bisweilen erheblich grösser als hier ausgerechnet ist.

Über die Bildung von Zwischenwerten vergl. S. 27 u. § 32, S. 118.

Tabelle X. Passiver Erddruck
Vorderseite der Wand vertikal.

a	b	c	d	e				
Fall No.	φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	δ Neigungswinkel zur Horizontalen	Gleitwinkel ω					
a	Dammerde vergl. Tabelle II.	1. schwach feucht über Wasser $\varphi = 45^\circ \gamma = 1580 \text{ kg}$ vergl. Fall 2 Tabelle II.	$\delta = 15$ $\delta = 30$ $\delta = 34$ $\delta = 40$	14 $7\frac{1}{4}$ $5\frac{1}{4}$ 3				
		2. unter Wasser $\varphi = 27^\circ \gamma'' = \gamma' - 1000$ $= 800 \text{ kg}$ vergl. Fall 5 Tabelle II.	$\delta = 9$ $\delta = 18$ $\delta = 23$ $\delta = 27$	$24\frac{3}{4}$ 20 18 $15\frac{1}{4}$				
		b	Reiner Sand vergl. Tabelle III.	1. schwach feucht über Wasser $\varphi = 40^\circ \gamma = 1770 \text{ kg}$ vergl. Fall 2 Tabelle III.	$\delta = 13$ $\delta = 27$ $\delta = 30$ $\delta = 35$	18 11 $9\frac{1}{4}$ 7		
				2. unter Wasser $\varphi = 24^\circ \gamma'' = \gamma' - 1000$ $= 1000 \text{ kg}$ vergl. Fall 5 Tabelle III.	$\delta = 8$ $\delta = 16$ $\delta = 20$ $\delta = 24$	26 22 20 18		
				c	Aufgeweichter Boden	1. natürl. Böschungs \sphericalangle unter Wasser 1 : 3* $\varphi = 18^\circ \gamma'' = \gamma' - 1000$ $= 900 \text{ kg}$.	$\delta = 6$ $\delta = 18$	$30\frac{1}{4}$ $22\frac{1}{4}$
						2. natürl. Böschungs \sphericalangle unter Wasser 1 : 5* $\varphi = 12^\circ \gamma'' = \gamma' - 1000$ $= 900 \text{ kg}$.	$\delta = 4$ $\delta = 12$	32 $26\frac{3}{4}$
3. natürl. Bösch. \sphericalangle unter Wasser 1 : 10* Schlamm $\varphi = 6^\circ \gamma'' = \gamma' - 1000$ $= 700 \text{ kg}$.	$\delta = 2$ $\delta = 6$					38 31		

Bemerkungen: Tabelle X bildet eine Fortsetzung von Tabelle IX; sie bietet Werte des passiven Erddruckes für weitere Bodenarten.

Es ist hervorzuheben, dass Sand mit etwas Bindemittel auch unter Wasser Kohäsion besitzen kann, z. B. ist gewachsener Boden, aus eisenhaltigem braun-gelbem Sande bestehend, bisweilen recht fest. Für solchen Boden ergeben sich weit höhere Werte des passiven Erddruckes als diese Tabellen, welche auf die Kohäsion keine Rücksicht nehmen, aussagen.

bei Boden ohne Kohäsion (vergl. S. 39).
Gelände vor der Wand horizontal.

f	g	h	i																	
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $P = ih^2 \text{ kg}$	Basis des Druck A $s = 2 ih \text{ kg}$	Erläuterungen vergl. Bemerkung Ta- belle IX und Abb. 8 daselbst.																	
a	1	9900 $h^2 \text{ kg}$ 35200 „ „ 66500 „ „ 258000 „ „	19800 $h \text{ kg}$ 70400 „ „ 133000 „ „ 516000 „ „	Erläuterungen vergl. Bemerkung Ta- belle IX und Abb. 8 daselbst. Beispiele. 1. Geg. a Fall 1. Boden schwach feucht $h = 3 \text{ m}, \delta = 15^\circ$ $P = ih^2 \text{ kg} = 9900 \cdot h^2 \text{ kg}$ $= 9900 \cdot 3^2 = 9900 \cdot 9 = 89100 \text{ kg}$. Oder aus der Grösse des Druckdreiecks Abb. 8 Tab. IX ermittelt $P = \frac{s \cdot h}{2}$ $s = 2 ih \text{ kg} = 19800 h \text{ kg}$ (vgl. Spalte h) $= 19800 \cdot 3 = 59400 \text{ kg}$. $P = \frac{59400 \cdot 3}{2} = 89100 \text{ kg}$.																
					2	1430 $h'^2 \text{ kg}$ 1920 „ „ 2270 „ „ 2870 „ „	2860 $h' \text{ kg}$ 3840 „ „ 4540 „ „ 5740 „ „	2. Geg. b Fall 2 unter Wasser $h' = 3 \text{ m}; \delta = 20^\circ$ $P = ih'^2 \text{ kg} = 2290 h'^2 \text{ kg} = 2290 \cdot 3^2 = 2290 \cdot 9 \text{ kg} = 20610 \text{ kg}$. Oder aus dem Dreieck berechnet: $P = \frac{s \cdot h'}{2}$ $s = 2 ih' \text{ kg} = 4580 h' \text{ kg}$ $P = \frac{4580 \cdot 3 \cdot 3}{2} = 20610 \text{ kg}$.												
									b	1	7160 $h^2 \text{ kg}$ 16800 „ „ 22000 „ „ 39200 „ „	14320 $h \text{ kg}$ 33600 „ „ 44000 „ „ 78400 „ „	3. Geg. c Fall 2. Natürl. Böschungs \sphericalangle unter Wasser 1:5 $h' = 3 \text{ m}; \delta = 12^\circ$ $P = ih'^2 \text{ kg} = 910 \cdot 3^2 \text{ kg}$ $= 910 \cdot 9 = 8190 \text{ kg}$ oder $P = \frac{s \cdot h'}{2}$ $s = 2 ih' \text{ kg} = 1820 h' \text{ kg}$ $P = \frac{1820 \cdot 3 \cdot 3}{2} = 8190 \text{ kg}$.							
														2	1510 $h'^2 \text{ kg}$ 1980 „ „ 2290 „ „ 2590 „ „	3020 $h' \text{ kg}$ 3960 „ „ 4580 „ „ 5180 „ „				
																	c	1	1030 $h^2 \text{ kg}$ 1410 „ „	2060 $h' \text{ kg}$ 2820 „ „
3	455 $h'^2 \text{ kg}$ 490 „ „	910 $h' \text{ kg}$ 980 „ „																		

Abgelagerter reiner Sand besitzt wenig Kohäsion und unter Wasser keine Kohäsion.

Geschütteter Boden besitzt über Wasser wenig, unter Wasser keine Kohäsion.

Für kleine Reibungswinkel $\varphi = 17^\circ$ beträgt der passive Erddruck nur noch das Vierfache des aktiven Erddruckes; vergl. Tabelle IV Fall 5.

Tabelle XI. Passiver Erddruck
Vorderseite der Wand vertikal.

a	b	c	d	e
φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Fall No.	Böschungs- neigung 1 : n	δ Neigungs- winkel zur Horizontalen	Gleitwinkel ω
1. Gewöhnlicher Boden unter Wasser mit etwas Binde- mittel wie Tabelle I, Fall 5 und Tabelle IX, Fall 5 $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 900 \text{ kg}$	a	1 : ∞	$\delta = 8$ $\delta = 24$	+ 26 + 18
	b	1 : 10	$\delta = 8$ $\delta = 24$	+ 20 $\frac{1}{4}$ + 13 $\frac{1}{4}$
	c	1 : 6	$\delta = 8$ $\delta = 24$	+ 17 $\frac{3}{4}$ + 9 $\frac{1}{2}$
	d	1 : 3	$\delta = 8$ $\delta = 24$	+ 3 - 4
	e	1 : 2 $\frac{1}{2}$	$\delta = 8$ $\delta = 24$	- 9 $\frac{1}{2}$ - 11 $\frac{1}{2}$
2. Reiner Sand unter Wasser wie Tabelle III und Ta- belle Xb2 $\varphi = 24^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 1000 \text{ kg}$	a	1 : ∞	$\delta = 8$ $\delta = 24$	+ 26 + 18
	b	1 : 10	$\delta = 8$	+ 20 $\frac{1}{4}$
	c	1 : 6	$\delta = 8$	+ 17 $\frac{3}{4}$
	d	1 : 3	$\delta = 8$	+ 3
	e	1 : 2 $\frac{1}{2}$	$\delta = 8$ $\delta = 24$	- 9 $\frac{1}{2}$ - 11 $\frac{1}{2}$
3. Aufgeweichter Boden unter Wasser wie Tabelle X, Fall c1 $\varphi = 18^\circ$ $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 900 \text{ kg}$	a	1 : ∞	$\delta = 6$ $\delta = 18$	+ 30 $\frac{1}{4}$ + 22 $\frac{1}{4}$
	b	1 : 10	$\delta = 6$	+ 23
	c	1 : 6	$\delta = 6$	+ 18 $\frac{1}{2}$
	d	1 : 4	$\delta = 6$ $\delta = 18$	+ 7 $\frac{3}{4}$ - 1 $\frac{1}{2}$

Bemerkung: Vergl. die Erläuterungen Tabelle IX; insbesondere über die Grösse des Winkels δ .

Mit wachsender Neigung des vorgelagerten Geländes (vergl. Abb. 9 hier) nimmt der passive Erddruck ab. Derselbe erreicht für $1:n = \tan \varphi$, d. h. wenn das Gelände vor der Wand die natürliche Böschung aufweist, den Wert Null, sofern zugleich $\beta = \varphi$ ist.

f	g	h	i
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $P = ih^2 \text{ kg}$	Basis des Druck Δ $s = 2ih \text{ kg}$	Abb. 9
a	1360 $h^2 \text{ kg}$ 2310 „ „	2720 $h \text{ kg}$ 4620 „ „	<p>h unter Wasser, sonst h' geschrieben.</p>
b	1110 $h^2 \text{ kg}$ 1670 „ „	2220 $h \text{ kg}$ 3340 „ „	
c	950 $h^2 \text{ kg}$ 1380 „ „	1900 $h \text{ kg}$ 2760 „ „	
d	650 $h^2 \text{ kg}$ 840 „ „	1300 $h \text{ kg}$ 1680 „ „	
e	515 $h^2 \text{ kg}$ 580 „ „	1030 $h \text{ kg}$ 1160 „ „	
a	1510 $h^2 \text{ kg}$ 2600 „ „	3020 $h \text{ kg}$ 5200 „ „	<p>Beispiele. Geg. 1 Fall d $h = 4 \text{ m}; \delta = 8^\circ$ $P = ih^2 \text{ kg} = 650 \cdot 4^2 \text{ kg}$ $650 \cdot 16 \text{ kg} = 10400 \text{ kg}$.</p> <p>Oder aus dem Druckdreieck Abb. 9 berechnet: $P = \frac{s \cdot h}{2}$ $s = 2ih \text{ kg} = 1300 \text{ h kg}$ $P = \frac{1300 \cdot 4 \cdot 4}{2} = 10400 \text{ kg}$.</p> <p>Geg. 3 Fall d unter Wasser $h = 4 \text{ m}; \delta = 6^\circ$ $P = ih^2 \text{ kg} = 610 \cdot 4^2 \text{ kg}$ $610 \cdot 16 = 9760 \text{ kg}$</p> <p>oder $P = \frac{s \cdot h}{2}$ $s = 2ih \text{ kg} = 1220 \cdot h \text{ kg}$ $P = \frac{1220 \cdot 4 \cdot 4}{2} = 9760 \text{ kg}$.</p>
b	1230 $h^2 \text{ kg}$	2460 $h \text{ kg}$	
c	1050 $h^2 \text{ kg}$	2100 $h \text{ kg}$	
d	730 $h^2 \text{ kg}$	1460 $h \text{ kg}$	
e	570 $h^2 \text{ kg}$ 640 „ „	1140 $h \text{ kg}$ 1280 „ „	
a	1030 $h^2 \text{ kg}$ 1410 „ „	2060 $h \text{ kg}$ 2820 „ „	
b	840 $h^2 \text{ kg}$	1680 $h \text{ kg}$	
c	730 „ „	1460 $h \text{ kg}$	
d	610 $h^2 \text{ kg}$ 680 „ „	1220 $h \text{ kg}$ 1360 „ „	

Für $\beta < \varphi$ wird der Wert Null früher, d. h. bei etwas flacherer Neigung, erreicht; $\beta > \varphi$ ist ausgeschlossen. Der Gleitwinkel ω kann auch negativ werden, vergl. z. B. die Werte bei 1 Fall d und e. Punkt C, hier C' genannt, liegt dann tiefer als B, vergl. Abb. 9 oben.

Tabelle XII. Passiver Erddruck
Vorderseite der Wand geneigt $m : 1$.

a	b	c	d	e
φ Reibungswinkel γ Gewicht von 1 cbm Boden	Fall No.	Wand- neigung $m : 1$	Neigungs- winkel k	Gleitwinkel ω
1. Über Wasser.				
Gewöhnlicher Boden	a	3 : 1	$k = 0$	19
mit etwas Bindemittel	b	5 : 1	$k = 0$	$3\frac{1}{4}$
wie Tabelle I			$k = 33$	$5\frac{3}{4}$
und Tabelle V Fall 2	c	10 : 1	$k = 0$	$25\frac{1}{4}$
ziemlich nass			$k = 33$	$8\frac{3}{4}$
$\varphi = 33^\circ \gamma = 1800 \text{ kg.}$	d	$\infty : 1$	$\delta = 0$	$28\frac{1}{2}$
			$\delta = 33$	$10\frac{3}{4}$
	e	10 : 1	$k = 0$	$31\frac{1}{2}$
			$k = 33$	$13\frac{1}{4}$
	f	5 : 1	$k = 0$	34
			$k = 33$	15
	g	4 : 1	$k = 0$	35
			$k = 33$	$16\frac{1}{4}$
	h	3 : 1	$k = 0$	37
			$k = 33$	18
2. Unter Wasser.	d'	$\infty : 1$	$\delta = 0$	33
Derselbe Boden wie oben	e'	10 : 1	$\delta = 24$	18
aber			$k = 0$	$35\frac{3}{4}$
$\varphi = 24^\circ \gamma'' = \gamma' - 1000$ $= 900 \text{ kg.}$	f'	5 : 1	$k = 0$	$39\frac{1}{2}$
	g'	4 : 1	$k = 0$	40
	h'	3 : 1	$k = 0$	$42\frac{1}{2}$
			$k = 24$	25

Bemerkungen: 1. k und δ betreffend. In den Tabellen IX bis XI ist der Winkel, welchen der Erddruck mit den Horizontalen bildet, δ genannt. Das ist dort zugleich der Winkel, welchen der Erddruck mit der Normalen zur Wand bildet, da in den Tabellen IX bis XI eine vertikale Wand-Vorderseite vorausgesetzt ist. Dies trifft hier aber nur in den Fällen d und d' zu; im übrigen ist der Winkel k , welchen der passive Erddruck mit der Normalen zur Wand bildet, in dieser Tabelle nicht gleich δ . Winkel k kann höchstens gleich dem Reibungswinkel β werden, also höchstens so gross wie der Maximalwert von δ , welcher links unten auf Tabelle IX aufgeführt ist.

bei gutem Boden ohne Kohäsion (vergl. S. 38).
Gelände vor der Wand horizontal.

f	g	h	i Erklärung a bis i S. 26—29.
Fall No.	Erddruck für 1 m Wandlänge $P = ih^2 \text{ kg}$	Basis des Druck A $s = 2ih \text{ kg}$	
1			<p>Abb. 10 für Fall a, b, u. c.</p>
a	$5640 h^2 \text{ kg}$ 185 500 „ „	$11280 h \text{ kg}$ 371 000 „ „	
b	$4180 h^2 \text{ kg}$ 48 400 „ „	$8360 h \text{ kg}$ 96 800 „ „	
c	$3650 h^2 \text{ kg}$ 23 000 „ „	$7300 h \text{ kg}$ 46 000 „ „	Betreffend k und δ siehe die Bem. links unten.
d	$3100 h^2 \text{ kg}$ 15 000 „ „	$6200 h \text{ kg}$ 30 000 „ „	Fall d und d' Vorderseite der Wand vertikal.
e	$2680 h^2 \text{ kg}$ 10 100 „ „	$5360 h \text{ kg}$ 20 200 „ „	<p>Abb. 11 für Fall e bis h und e' bis h'</p>
f	$2520 h^2 \text{ kg}$ 7 560 „ „	$5040 h \text{ kg}$ 15 120 „ „	
g	$2510 h^2 \text{ kg}$ 6 850 „ „	$5020 h \text{ kg}$ 13 700 „ „	
h	$2360 h^2 \text{ kg}$ 5 940 „ „	$4720 h \text{ kg}$ 11 880 „ „	Eine flache Neigung ergibt in den Fällen e bis h Abb. 11 einen kleinen passiven Erddruck. Das ist bei der Konstruktion des Ackergerätes der Pflugschar berücksichtigt.
2	$1100 h^2 \text{ kg}$ 2 300 „ „	$2200 h' \text{ kg}$ 4 600 „ „	Beispiel.
e'	$1010 h^2 \text{ kg}$	$2020 h' \text{ kg}$	Geg. 1; Fall h, $k = 33^\circ$, $h = 3,2 \text{ m}$ $P = 5940 h^2 \text{ kg} = 5940 \cdot 3,2^2 \text{ kg}$ $= 5940 \cdot 10,24 = 60826 \text{ kg.}$
f'	$950 h^2 \text{ kg}$	$1900 h' \text{ kg}$	Oder aus dem Druckdreieck berechnet.
g'	$915 h^2 \text{ kg}$	$1830 h' \text{ kg}$	$P = \frac{sh}{2}$; hier nach Spalte h
h'	$895 h^2 \text{ kg}$ 1 530 „ „	$1790 h' \text{ kg}$ 3 060 „ „	$s = 11880 h = 11880 \cdot 3,2 = 38016 \text{ kg}$ $P = \frac{38016 \cdot 3,2}{2} = 60825,6 \text{ kg.}$

Im übrigen richtet sich k nach der Richtung der aktiven Kraft, vergl. § 23, S. 104 und § 30 S. 114.

2. Für Bodenarten und für Winkelwerte k , welche in Tabelle XII nicht mit aufgeführt sind, lassen sich bei geneigter Wand-Vorderseite die entsprechenden angenäherten Werte des passiven Erddruckes P aus den Tabellen IX bis XI entnehmen. Man benutzt dazu den Winkel δ , welchen der passive Erddruck mit der Horizontalen bildet, vergl. § 30 S. 114. Für andere Sonderfälle bilde man Zwischenwerte, vergl. § 32 S. 118 oder das Verfahren Rebhann S. 110 und 111, Abb. 46 und 47.

C. Gebrauchsanweisung zu den Tabellen.

Die Tabellen geben für verschiedene Verhältnisse eine Übersicht. Dem Konstrukteur genügt nicht die Kenntnis der Methode, wie man den Erddruck zu ermitteln vermag, sondern es sind demselben auch Angaben über ausgerechnete Werte von Nutzen, wo es gilt eine Bauweise schon in der Skizze den Verhältnissen anzupassen. Die ausgerechneten Werte verschaffen ihm den dazu erforderlichen Überblick.

Die Variationen sind hier so weit durchgeführt, dass sich der Einfluss der einzelnen Faktoren erkennen lässt, z. B. der Einfluss schnell absinkender Aussenwasserstände (vergl. S. 84) hier oder derjenige der Böschungsneigung, vergl. Tabellen V u. XI. Die Tabellen sollen aber nur das Erforderliche bieten; sie sind im Umfang beschränkt, damit nicht durch eine Überzahl von Werten die Übersicht etwa verloren gehen möchte. Der Konstrukteur wird ja ohnehin, wenn er nach getroffener Auswahl zu bestimmten Verhältnissen gelangt ist, die graphische Ermittlung der Grösse des Erddruckes für den Sonderfall wohl meistens noch einmal durchführen; vergl. S. 54 u. 110. Bei statischen Untersuchungen wird man mit abgerundeten Zahlen rechnen. Hier sind keine Abrundungen vorgenommen, damit der Ursprung der Zahlen und das Gesetz der Veränderung klarer hervortreten möge.

1. Die Spalten der Tabellen.

Die Spalten a und f der Tabellen I bis IV bieten die Nummern der einzelnen Fälle. Bei den folgenden Tabellen sind die Abteilungen a, b, c, d etc. als Fall a, Fall b etc. in Spalte a oder b aufgeführt.

Spalte b der Tabellen I bis IV bezeichnet die Bodenart, die Grösse des natürlichen Böschungswinkels φ und das Bodengewicht γ . Bei Boden unter Wasser gelangt der Auftrieb in Abzug; da

ist mit $\gamma'' = \gamma' - 1000$ kg zu rechnen. Hierin bedeutet γ' das Gewicht von 1 cbm Boden unter Wasser, einschliesslich der in den Höhlräumen des Bodens enthaltenen Wassermenge.

Zwischenwerte: Ist das Bodengewicht, welches im Sonderfall durch Wägung des in Frage kommenden Bodens festgestellt ist, von den Werten der Tabellen abweichend befunden, so lassen sich die Tabellenwerte doch benutzen. Es bedarf alsdann nur einer einfachen Umrechnung, da der Erddruck dem Bodengewicht direkt proportional ist.

Beispiel 1. Geg. eine hinten vertikale Wand und oben horizontal begrenzter Boden von 1900 kg/cbm Gewicht bei einem natürlichen Böschungswinkel von $\varphi = 33^\circ$. Man sucht $\varphi = 33^\circ$ in der Tabelle auf und findet da z. B. in Tabelle I unter 2, dass E bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ den Wert $240 h^2$ kg besitzt. Dies aber für $\gamma = 1800$ kg. Alsdann ist hier, wo $\gamma = 1900$ kg ist:

$$E = \frac{1900}{1800} \cdot 240 h^2 \text{ kg} = 253 h^2 \text{ kg.}$$

Beispiel 2. Ist aber $\varphi = 27$ und $\gamma = 1800$, so dass sich φ in der Tabelle I nicht findet, dann hat man zwischen $\varphi = 30$ und $\varphi = 24$ zu interpolieren. Diese Interpolation ist nicht scharf mathematisch zutreffend, aber doch brauchbar:

Man entnimmt dabei zunächst aus Fall 3 Tabelle I für $\gamma = 1850$ kg und für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ den Wert $E = 277 h^2$ kg und findet für $\gamma = 1800$ kg dann $E = \frac{1800}{1850} \cdot 277 = 270 h^2$ kg bei $\varphi = 30^\circ$.

Desgl. ergibt sich ebenso aus Fall 4 daselbst für $\gamma = 1800$ kg $E = \frac{1800}{1900} \cdot 357 = 338 h^2$ kg bei $\varphi = 24^\circ$.

Gewünscht ist nun aber der Erddruck für $\varphi = 27^\circ$. Bei Abnahme des Winkels φ von 30 auf 24° , also um 6° , nimmt die Zahl i von 270 auf 338 zu, mithin bei Abnahme auf 27° , d. h. um 3° auf:

$$\frac{(338 - 270) \cdot (30 - 27)}{6} = 34.$$

Angenähert wird also $E = (270 + 34) = 304 h^2$ kg.

Der genauere Wert findet sich in Tabelle II, Fall 4 angegeben, dort ist für $\varphi = 27$ und $\gamma = 1800$ der Wert $E = 302 h^2$ kg

aufgeführt. Die Übereinstimmung ist eine hinreichende. Die Verwendung ausgerechneter Zwischenwerte ist also statthaft. Man würde aber im vorliegenden Fall zunächst in den Tabellen I bis IV haben nachsehen müssen, ob nicht der Fall $\varphi = 27^0$ sich irgendwo für Boden über Wasser findet. Man hätte dann für diese Werte die Angabe aus Fall 4, Tabelle II, direkt benutzt und die Ermittlung und Umrechnung des Wertes E aus Tabelle I unterlassen. Für den passiven Erddruck siehe Zwischenwerte § 32 S. 118.

Spalte c der Tabellen I bis IV bietet die Seitenzahlen für Hinweise auf die zugehörigen Erläuterungen und auf ausgerechnete Beispiele.

Spalte d gibt die Werte β oder für passiven Erddruck die Werte δ und k an, für welche die Berechnung durchgeführt ist. Der Winkel β ist der Neigungswinkel, welchen der Erddruck mit der Normalen zur Wand bildet. In den Bemerkungen unten auf den Tabellen ist ausgeführt, dass man gewöhnlich $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ zu wählen haben wird. Nur bei glattem Holz, z. B. bei runden Rammpfählen und bei ähnlich glatten Oberflächen hat man $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ zu setzen und mit dem diesem Verhältnis entsprechenden Erddruck zu rechnen. Vergl. die Erläuterungen S. 45 u. 47, § 3 u. 4 wie Tabelle XIII, S. 49.

Spalte e gibt die entsprechenden Werte des Neigungswinkels der Hauptgleitebene; vergl. S. 42, § 2. Einmal erleichtert eine Kenntnis der Grösse dieses Winkels die Übersicht, dann wird derselbe auch z. B. bei Bestimmung des Erddruckes in Nischen, vergl. S. 95, § 19 sowie bei Behandlung von Verankerungen gebraucht; vergl. S. 129—141, § 36—41.

Spalte f bietet die Wiederholung einer Nummerierung der nämlichen Fälle, d. h. der Angaben Spalte a in Tabelle I bis IV, bzw. b bei anderen Tabellen.

Spalte g, d. h. die zweite Spalte auf der rechten Seite der Tabelle bietet die ermittelten Werte des Erddruckes E oder des passiven Erddruckes P und zwar jeweils für die Unterabteilungen $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ und $\beta = \frac{2}{3} \varphi$. Der Erddruck wächst mit dem Quadrat der Höhe; er ist für Dammerde Fall 1, Tabelle II, z. B. bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ ermittelt zu $143 h^2$ kg, d. h. für 1 m Höhe zu 143 kg und für $h = 3$ m Höhe zu $143 \cdot 3^2 = 143 \cdot 9 = 1287$ kg.

Die sich bei $h = 1$ m ergebende Zahl 143 ist in der Tabelle i

genannt. Dasselbst ist daher am Kopf der Spalte g geschrieben: „Erddruck $E = ih^2$ kg.“ Die in Spalte g angegebenen Zahlen bieten jene Werte i für verschiedene Bodenarten und für verschiedene Grössen des Winkels β .

Spalte h enthält Angaben über die Basis des Erddruck-Dreieckes, welches man sich zu zeichnen pflegt, um ein Bild der Grösse des Erddruckes zu gewinnen. S. 52 ist erläutert, dass die Basis des Erddruckdreiecks die Grösse $2ih$ kg erhalten muss, damit als Inhalt des Dreiecks aus dem halben Produkt von Höhe und Basis $= \frac{h \cdot 2ih}{2}$ kg wieder $E = ih^2$ kg hervorgeht.

Bei der Auftragung wählt man zweckmässig den Kräftemassstab „50 Kilogramm gleich 1 Millimeter“. Man wird also z. B. bei $h = 7$ m und $s = 286 h$ kg $= 286 \cdot 7 = 2002$ kg dieser Basis „ s “ die Grösse geben: $s = \frac{2002}{50}$ mm $= 40,0$ mm. Man zeichnet $s = 40$ mm, schreibt aber bei s die Zahl 2002 kg oder rund 2000 kg.

Die Ermittlung des Erddruckes erfolgt gewöhnlich nach den Angaben Spalte g ; man kann aber auch das gezeichnete Dreieck dazu benutzen, indem man $E = \frac{h \cdot s}{2}$ berechnet.

Die Ordinate s giebt auch die Grösse des Erddruckes für 1 qm Wandfläche an, wenn man in dem Ausdruck für s die Höhe bis zur Mitte jenes Quadratmeters rechnet. Ein Quadratmeter Wandfläche, dessen Mittelpunkt in $h = 7$ m unter der Oberfläche des Füllbodens liegt, erhält also in obigem Beispiel einen Erddruck von $s = 286 h$ kg $= 286 \cdot 7 = 2002$ kg.

Spalte i giebt Beispiele, Abbildungen und einige Erläuterungen. Um den Gebrauch der Tabelle zu erleichtern, sind diese kurzen Hinweise auf die Verwendung in die Tabellen eingefügt.

2. Die Fälle der Tabellen I bis IV.

Die Fälle 1 bis 4 geben den Erddruck für Boden über Wasser.

Fall 1 bietet in Tabelle I die Verhältnisse für schwach feuchten Boden. Hier ist die Untersuchung für pulverisiert trockenen Boden fortgelassen, weil in Tabelle I, welche am meisten gebraucht wird, nur solche Zustände berücksichtigt werden sollen, welche wirklich am Bau vorkommen. Wenn aber einmal gewöhnlicher Füllboden

hinter einer Stützwand ganz austrocknen sollte, dann wird derselbe fest; er backt zu Klumpen zusammen, geringeren Erddruck erzeugend als im schwach feuchten Zustande. Der pulverisierte Zustand tritt bei Hinterfüllungsboden mit etwas Bindemittel, also am Bau, nicht in Erscheinung.

In Tabelle II und III ist unter Fall 1 dieser trockene, pulverisierte Zustand mit aufgeführt; vergl. S. 33 Bemerkungen zu Tabelle II und III.

Fall 4 „gesättigt nasser Boden“ ohne einen hydrostatischen Überdruck kann nur vorkommen, wenn das Aussenwasser wie das Grundwasser beide zeitweise sehr schnell fallen und wenn der Boden wenig durchlässig ist, oder wenn von hinten ein Zufluss von Grundwasser statthat und wenn die Wand zugleich Abzugslöcher für das Wasser besitzt.

Reiner Sand, Tabelle III, wird in diesen Zustand überhaupt nicht geraten. Der reine Sand ist daher hinter Uferwänden bei schnell wechselnden Aussen- wie Grundwasserständen am besten zu verwenden. Reiner Sand veranlasst im nassen Zustande, Fall 3, Tabelle III, z. B. bei $\beta = \frac{2}{3}$, φ nur $283 h^2 \text{ kg}$ Erddruck, hingegen gewöhnlicher guter Füllboden mit etwas Bindemittel nach Tabelle I für Fall 4 im gesättigt nassen Zustande $356 h^2 \text{ kg}$; er weist also erheblich mehr Druck auf.

Fall 4 ist in theoretischer Hinsicht aber auch für reinen Sand von Bedeutung, da sich aus den Werten Fall 4 durch eine kleine Umrechnung die Werte Fall 5 ergeben.

Fall 5 und 6 bieten die Werte des Erddruckes für den Teil der Wand unter dem Aussenwasser. Dabei ist angenommen, dass hinter der Wand das Grundwasser auch gleiche Höhe besitzt. Der verwickeltere Fall, dass das Grundwasser hinten höher steht als das Aussenwasser ist S. 87 behandelt.

Der Erddruck, welcher die Wandstrecke unter Wasser trifft, setzt sich aus zwei Teilwerten zusammen, welche getrennt in Fall 5 und 6 zur Berechnung gelangen. Der Erdkeil, welcher da abrutschen will, wird einmal unter dem Einfluss seines eigenen Gewichtes stehen, welches mit dem Quadrat der Höhe h^1 des Wandteiles unter Wasser, vergl. Abb. 1, Tabelle I, wächst. Diesen Anteil am Erddruck behandelt Fall 5; er ist durch das schmale Dreieck *DGJ* daselbst veranschaulicht. Der andere Teil des Erddruckes, welcher noch hinzukommt, wird durch das Rechteck *BDFG* in der nämlichen Abbildung dargestellt, er entspricht dem Pro-

dukt $s^1 h^1$. Hierin ist s^1 abhängig von der Druckhöhe h des Bodens über dem Grundwasser. Dieser Anteil ist im Fall 6 behandelt. Dasselbst findet sich die Ordinate s^1 für 4 Unterabteilungen angegeben. Es fällt naturgemäss s^1 verschieden gross aus, je nachdem der Boden über dem Grundwasserstande mehr oder weniger schwer ist. Ist der Boden über Wasser ganz mit Wasser gesättigt, so dass beide sowohl sein Gewicht wie auch sein Böschungswinkel den Bodenverhältnissen unter Wasser entsprechen, dann werden die Werte von $2i$ Fall 6 und Fall 4 einander gleich. Der Absatz CD in Abb. 1, Tafel I fällt dann fort.

Die Werte Fall 4, 5 und 6 beziehen sich allemal auf denselben Böschungswinkel; sie sind nur in so weit verschieden, als es sich um ungleiche Bodengewichte handelt und zwar bei Fall 4 um gesättigt nassen Boden, bei 5 um das nämliche Bodengewicht nach Abzug des Auftriebes durch das Wasser, also nach Abzug von 1000 kg auf 1 cbm, da es sich um Boden unter Wasser handelt und bei Fall 6 um Boden über Wasser vom Gewicht eines Cubikmeters, bezeichnet mit γ . Es verhalten sich nun die „ i “ Werte in den Fällen 4, 5 und 6, wie die Gewichte der Bodenarten $\gamma = 1900 \text{ kg} : (\gamma'' = \gamma' - 1000 \text{ hier} = 1900 - 1000 = 900 \text{ kg}) : (\gamma = 1770 \text{ bis } 1900 \text{ kg})$; vgl. Tabelle I. Eingehendere Erläuterungen vergl. S. 72—76, § 13.

Der ganze Erddruck E bei vorhandenem Aussenwasser und innerem Grundwasser gleicher Höhe ermittelt sich mithin aus 3 partiellen Werten $E' + E'' + E'''$. Der den Wandteil über Wasser treffende Teilwert E' (Fall 1 bis 4) entspricht der Grösse des Dreieckes ABC , Abb. 1, Tabelle I, dann folgt der Teil E'' (Fall 6), durch das Rechteck $s^1 \cdot h^1$ gegeben, welcher durch die Belastung des Bodens unter Wasser durch den Boden über Wasser bedingt ist und schliesslich der Teil E''' (Fall 5), durch das schmale Dreieck DGJ veranschaulicht. Dieser letztere Teilwert ist durch das Gewicht des Bodens unter Wasser veranlasst, für welchen der Auftrieb mit 1000 kg für 1 cbm bei Bestimmung des Bodengewichtes in Abzug gelangte.

Fall 7, vergl. Abb. 2, Tabelle I, bietet die Erddruck-Verhältnisse für Boden über dem Aussen-, aber bei einem hinter der Wand hochliegenden Grundwasserstande. Es ist eine fehlerhaft gebaute Wand vorausgesetzt, welche weder durch Drainage-Öffnungen noch durch den Untergrund und das Fundament hindurch dem Grundwasser Gelegenheit zum Abzug bietet. Der Boden ist

dabei hinter der Wand, sei es durch eine vorangegangene Überschwemmung oder durch zufließendes Grundwasser gänzlich mit stehendem Wasser gesättigt angenommen. Alsdann hat die Wand nicht nur einen Erddruck auszuhalten, sondern ausserdem auch noch einen hydrostatischen Druck.

Zwischen Fall 4 und 7 giebt es jede Abstufung der Zwischenzustände. Fall 7 bietet den denkbar grössten Wert als Meistwert, welcher nur bei ganz dichter Wand und dichtem Untergrunde erreicht wird, wenn jede Sickerung des Wassers ausgeschlossen ist.

Es ergibt sich der Wert Fall 7 unmittelbar aus Fall 5 durch Hinzufügung des Wasserdruckes $W = 500 h^2$ kg. Wir erhalten nämlich den Fall 7 aus Fall 5, wenn wir uns in Fall 5 das Aussenwasser plötzlich fortdenken. Der Übergang muss darum ein schneller sein, weil hinter der Wand noch keine sickernde Wasserbewegung eingetreten sein darf, um Fall 7 zu erzielen. Ist die Wand mit Drainage-Öffnungen versehen, dann wird bei schnell absinkendem Aussenwasserstande Fall 7 nicht in Erscheinung treten können. Es entwickelt sich dann nach schnell gefallenem Aussenwasser aus Fall 7 der Fall 4 oder 3, d. h. ein Erddruck ohne hydrostatischen Überdruck.

3. Übersicht über die einzelnen Tabellen.

a) Der aktive Erddruck Tabelle I—VIII.

Der Buchstabe h bedeutet die Höhererstreckung der Hinterfüllung, von Oberfläche Hinterfüllung bis zu demjenigen beliebigen Punkte abwärts gemessen, bis dahin der Wandteil reicht, für welchen der Erddruck bestimmt werden soll.

Über die Grösse des Winkels β vergl. die Bemerkung unten auf Tabelle I und die Erläuterungen S. 45—47.

Die Kohäsion des Bodens ist bei Berechnung des Erddruckes vernachlässigt; dieselbe vermindert die Grösse des Erddruckes bei niedrigen Wänden von 1 bis 3 m Höhe zeitweise auf Null; sie verschwindet aber, wenn der Boden aufweicht, so dass dann der volle Erddruck auftritt.

Tabelle I bietet Angaben für gewöhnlichen guten Füllboden, Sand mit wenig Bindemittel, wie derartiger Boden zur Hinterfüllung von Stützwänden am häufigsten Verwendung findet. Der ganz trockene Zustand ist in Tabelle I nicht behandelt, da derselbe nur dann grösseren Erddruck liefert als der schwach feuchte

Zustand, wenn der Boden künstlich pulverisiert worden ist. Das ist aber ein Zustand, der hier nicht in Frage kommt. Trocknet gewöhnlicher Füllboden aus, dann bildet derselbe Klumpen, er nimmt etwas Festigkeit an und veranlasst so kleineren Erddruck; deshalb ist der pulverisiert trockene Zustand hier nicht mit behandelt.

Tabelle II behandelt dieselben Werte für Dammerde. Hier ist aber auch der pulverisiert trockene Zustand als Fall 1 mit aufgeführt, um an einem Beispiel das Verhältnis dieses Zustandes gegenüber dem schwach feuchten Zustande zu zeigen. Der Erddruck ist etwa $\frac{1}{7}$ grösser als bei schwach feuchter Dammerde. Auch hier ist jener Fall nur von theoretischer Bedeutung, da Dammerde festere Klumpen bildet, wenn sie austrocknet.

In der Tabelle ist schon erwähnt, dass Dammerde, welche Humusteile enthält oder andere Pflanzenreste, mit Holz nicht in Berührung gelangen darf, da letzteres anderenfalls in Fäulnis übergeht, wofern es sich nicht dauernd unter Wasser befindet.

Tabelle III giebt die Verhältnisse für reinen Sand. Dort, wo Grundwasser austritt oder der Aussenwasserstand einem Wechsel und zumal einem schnellen Wechsel unterworfen ist, bildet Sand nächst Gerölle und Kies das beste Füllmaterial. Die Oberfläche des Füllbodens wird aber mit einem thunlichst wasserundurchlässigen Material abzudecken sein, damit nicht von oben her das Wasser zu leichtem Zutritt findet. Es ist zu erstreben, dass thunlichst wenig Wasser in den Boden eindringt, und dass eine dennoch vorhandene Wassermenge bei dem Sinken des Aussenwasserstandes einen bequemen, schnellen Abfluss findet. Alsdann tritt der Zustand Fall 4 einer gänzlichen Sättigung des Bodens über Aussenwasser-Höhe niemals ein und noch weniger der Fall 7, welcher hydrostatischen Überdruck voraussetzt. Der Erddruck steigt dann bei Sandboden etwa nicht über $283 h^2$ kg, vergl. Fall 3, Tabelle III, während derselbe für gewöhnlichen Füllboden unter ungünstigen Umständen den Zustand Fall 4 erreicht, welcher nach Tabelle I $356 h^2$ kg liefert oder den Zustand 7, bei welchem noch hydrostatischer Überdruck hinzukommt.

Im Bereich wechselnder Aussenwasserstände verwende man unten und nahe der Wand wasserdurchlässiges Material, weiterhin nach oben und nach hinten kann dichteres Material verwendet werden. Für die Abdeckung ist dichtes Material vorzuziehen. Eine Verwendung wasserdurchlässigen Materiales hat ein wenig

unter Niedrigwasser zu beginnen und höher hinauf zu erfolgen. Unter Niedrigwasser kann dichter Füllboden verwendet werden, da hier kein Wechsel von einem Füllen und Entleeren der Hohlräume des Bodens statthat.

Es reicht naturgemäss nicht aus, dass das Wasser aus dem Boden nur in diesem selbst einen bequemen Abzug hat, sondern es müssen sich ferner in Höhe des Niedrigwassers oder etwas tiefer Abzugslöcher in der Wand befinden. Das heisst, es muss für eine Drainage gesorgt sein.

Manche Uferwände stehen doch, obwohl bei ihnen eine solche Drainage nicht vorgesehen ist. Sie hat sich dann aber zufällig durch die Fundamente und Spundwände hindurch oder unter diesen gebildet. Eine Uferwand, welche besonders sorgfältig mit sehr dichten Fundamenten und Spundwänden gebaut ist, aber der Drainagelöcher entbehrt, kann unsicherer sein, als eine im Fundament weniger sorgfältig und weniger dicht hergestellte Wand, da bei letzterer das Wasser Abzug findet. Vergl. die Beispiele S. 87—91.

Auch der trockene Zustand ist hier unter Fall 1 behandelt. Es wird zwar selten vorkommen, dass Sand, als Hinterfüllung verwendet, ganz austrocknet. An den Dünen der Nordsee fand ich bei trockener Witterung den Sand nur bis 10 cm trocken und lose, darunter aber schon erdfeucht. Der Umstand, dass trockener Sand einen kleinen Böschungswinkel φ besitzt, ist weniger für die Grösse des Erddruckes von Bedeutung als für die Böschungsneigung bei Dämmen und Einschnitten. Reiner Sand nimmt, wenn er austrocknet, keine Kohäsion an; er rieselt von Böschungen steiler als $\text{tag } 35^\circ = 1:1,43$ herunter. Treten nun noch äussere Kräfte hinzu, wie z. B. der Wind, dann bleibt trockener Sand auch in einer Neigung $1:1\frac{1}{2}$ noch nicht ruhig liegen.

Tabelle IV enthält Werte des aktiven Erddruckes für Lehm-boden und für Gerölle. Letztere ergeben, wenn eckig, einen kleinen Erddruck. Auch wächst bei eckigem Material der Erddruck in feuchtem Zustande des Gerölles weniger als bei anderen Bodenarten. Bei rundlichen Steinformen ist der Unterschied zwischen dem trockenen und dem nassen Zustande weit erheblicher.

In der Tabelle ist schon hervorgehoben, dass Lehm-boden bei Aufnahme von Wasser sich aufbläht und dabei vorübergehend einen grossen Widerstand überwindet, etwa so wie aufquillendes Holz. Der Lehm-boden wird, wenn durchnässt, zähflüssig; er

äussert dabei etwa 1,4 mal grösseren Erddruck als guter Füllboden. In ausgetrocknetem Zustande nimmt hingegen der Lehm eine erhebliche Festigkeit an; er steht dann steil in hoher Wand ohne Stütze, rutscht aber ab, wenn Wasser hinzutritt. Der Lehm-boden ist also ganz unzuverlässig.

Tabelle V bietet Werte des aktiven Erddruckes bei geböschter Hinterfüllung, Neigung $1:n$, und für eine vertikale Rückseite der Wand. Die Zunahme des Erddruckes ist mit wachsender Neigung zuerst eine langsame, hernach fällt dieselbe bedeutender aus. Bei einer Böschung $1:n=1:1\frac{1}{2}$, vergl. die Abb. 4, Tabelle V, ist der Erddruck gegenüber horizontaler Hinterfüllung auf den 1,6 fachen Betrag gestiegen. Er erreicht einen Meistwert bei der Neigung $1:n=\text{tag } \varphi$, und zwar einen gut 3fach grösseren Wert als bei horizontaler Begrenzung der Hinterfüllung.

Es ist noch darauf hinzuweisen, dass grössere Werte β hier nicht wie bei horizontaler Begrenzung des Füllbodens kleinere Werte des Erddruckes geben, sondern umgekehrt. Die Horizontal-komponente des Erddruckes ist aber bei einer Hinterfüllung der Neigung $1:n=\text{tag } \varphi$ für die Fälle $\beta=0$ und $\beta=\varphi$ gleich gross. Der Unterschied wird nur durch das Hinzutreten einer Vertikal-komponenten im Erddruck bei den Fällen $\beta>0$ veranlasst. In Bezug auf die Standfestigkeit der Wand geht man sicherer, wenn man mit kleineren Werten β rechnet, da die bei grösseren Werten β hinzutretende Vertikalkomponente, an der Rückseite der Wand angreifend, nur dahin wirken kann, die Standsicherheit der Wand zu erhöhen.

Der Wert ω wird hier ein anderer als bei horizontaler Begrenzung des Füllbodens, wo die Gleitebene etwa in der Mitte liegt zwischen der Wandrückseite und der Ebene der natürlichen Böschung. Für $\beta=0$ tritt das genau ein, da ist der Gleitwinkel $\omega=\frac{\alpha+\varphi}{2}$. Hier aber nimmt mit wachsender Neigung $1:n$ der Gleitwinkel ω ab, er nähert sich dem Werte φ und erreicht denselben bei $1:n=\text{tag } \varphi$.

Tabelle V behandelt nur steigende Böschungen der Hinterfüllung. Angaben für eine fallende Böschungsneigung wie für Zwischenwerte finden sich § 11, S. 63—66 in der Abb. 24.

Grenze für die Gültigkeit dieser Werte der Tabelle V. Die in Tabelle V angegebenen Beträge des Erddruckes werden nur erreicht, wenn die Böschung des Füllbodens eine hinreichende

Höhenerstreckung besitzt, so dass der Schnittpunkt C der Gleitenebene mit der Oberfläche der Hinterfüllung noch in die Böschung fällt, wie das in Abb. 4, Tabelle V geschieht. Reicht die Böschung nicht so hoch hinauf, wie solches Abb. 5 auf der Tabelle zeigt, dann gestalten sich die Werte für den Erddruck kleiner; sie sind besonders zu berechnen; vergl. das Beispiel S. 66.

Tabelle VI giebt die Grösse des Erddruckes bei geneigter Rückseite der Wand und zwar für gewöhnlichen, ziemlich nassen Füllboden an; vergl. Tabelle I, Fall 2. Bei einer nach Art der Abb. 6 dieser Tabelle ausgebildeten Wand trägt der Rücken der Wand einen Teil des Erdgewichtes. Der Erddruck wird darum grösser; er wächst z. B. gegenüber der vertikalen Wand nach dem Verhältnis 245:384, wenn das Neigungsverhältnis der Rückseite $1:m=1:3$ beträgt. Die Wand ist darum aber nicht etwa weniger stabil, vergl. das Beispiel S. 67. Die Richtung des vergrösserten Erddruckes ist hier ja eine günstigere.

Es ist übrigens zu beachten, dass bei einem Kippen, d. h. bei einer Drehung der Wand im vorliegenden Fall, vergl. Abb. 6, Tabelle VI, nicht immer der ganze Boden hinten an der Wand hinabrutschen kann. Die Stabilität der Wand wird durch diesen Umstand etwas erhöht.

Negative Werte des Winkels η . Bei Bestimmung der Hauptgleitenebene verwendet man im Verfahren Rebhann, vergl. S. 54, einen Winkel $\eta = \alpha - 90 + \beta$. Bei Wänden, welche nach Abb. 7 stark unterschritten sind, z. B. bei Untersuchungen von Uferschutz auf Erddruck, begegnet man dem Fall, dass Winkel η negativ ausfällt. In diesem Fall ist dann η bei Ermittlung des Erddruckes nach dem graphischen Verfahren nicht rechts, sondern links an die Normale CF , Abb. 22, S. 56 anzutragen.

Der Erddruck nimmt mit flacherer Begrenzung des Erdreiches an Grösse ab, er erreicht den Wert Null bei $\alpha = \varphi$; vergl. Abb. 26, S. 68.

Zwischenwerte und Beispiele finden sich hier S. 68 in Abb. 26 mitgeteilt.

Tabelle VII giebt ähnliche Werte des aktiven Erddruckes wie Tabelle VI auch für eine geneigte Rückseite der Wand, aber für gesättigt nassen Boden.

Zwischenwerte und Beispiele vergl. S. 70—72, Abb. 28.

Tabelle VIII giebt die entsprechenden Beziehungen für

Boden unter Wasser; vergl. Fall 5 der ersten Tabellen. Hier gelangt der Auftrieb mit 1000 kg für 1 cbm in Abzug. Der Böschungswinkel ist bei dem Boden Tabelle VII ebenso gross wie bei Tabelle VIII, nur die Bodengewichte sind nach dem Verhältnis $\frac{1900}{900}$ verschieden. Die Werte der Tabelle VIII sind also aus den Werten der Tabelle VII durch Multiplikation mit $\frac{900}{1900}$ entstanden; vergl. S. 73.

Zwischenwerte und Beispiele vergl. S. 74 u. Abb. 30.

Für die Fälle 6 und 7 bieten die Tabellen VI bis VIII keine ausgerechneten Werte. Man findet diese aber leicht durch eine kleine Umrechnung.

Für Fall 6 ergibt sich $s' = 2i \frac{\gamma'}{\gamma''} h$ kg. Darin bedeutet der Wert $2i$ die Zahl für s in Tabelle VIII; γ ist das Bodengewicht über Wasser (1770—1900 kg) und γ'' der Wert von 1900—1000 kg; d. h. das Bodengewicht des Bodens unter Wasser γ' nach Abzug des Auftriebes 1000 kg/cbm; vergl. S. 78, Gleichung 4.

Fall 7, welcher eine Vereinigung von Erddruck mit hydrostatischem Überdruck bietet, unterscheidet sich von Fall 5, also von den Werten der Tabelle VIII nur durch die Hinzufügung des Wasserdruckes $500 h^2$ kg oder für die Ordinate s durch Hinzufügung von $1000 h$ kg; vergl. Beispiele S. 87—91.

b) Der passive Erddruck Tabelle IX—XII.

Der Buchstabe „ h “ bedeutet hier die Höhenabmessung des vor der Wand zu verdrängenden Erdkeiles, also die Tiefe der Unterkante des Wand-Fundamentes unter Geländeoberfläche; vergl. Abb. 8, Tabelle IX. Statt h ist in den weiteren Ausführungen auch vielfach t geschrieben.

Grösse des Winkels δ . Bei Ermittlung des passiven Erddruckes ist in erster Linie zu beachten, dass die Richtung desselben von der Richtung des aktiven Druckes abhängt. Es ist der passive Druck ja nur die Reaktion der aktiven Kraft und daher von entgegengesetzter Richtung wie diese; vergl. Abb. 8, Tabelle IX und § 23, S. 104—105.

Für den Fall $\varphi + \beta = 90^\circ$ wird $E = \infty$ und $\omega = 0$. Nun ist im Fall 1 $\varphi = 42^\circ$ und $\beta = 14$ bis 38° , da veranlasst die Variation

nach β schon eine Zunahme des Erddruckes von gut 8000 auf gut 80000, also eine Steigerung um das Zehnfache. Hierbei ist $(\varphi + \beta)$ im Meistbetrage $= 42 + 38 = 80$. Die richtige Wahl des Winkels β ist also bei dem passiven Erddruck auf die ermittelte Grösse desselben von grossem Einfluss und zwar von weit grösserem Einfluss als bei dem aktiven Erddruck. Die Festsetzung des Winkels β hat daher mit Vorsicht zu erfolgen; vergl. § 23, S. 104 bis 105.

Vergleich zwischen der Grösse des aktiven und derjenigen des passiven Erddruckes. Der aktive Erddruck Ea verhält sich zum passiven Erddruck Ep wie folgt:

$\frac{Ea}{Ep} = \frac{1}{50}$ bei gutem schwach feuchtem Füllboden über Wasser
und $\beta = 14^\circ$, vergl. Fall 1, Tabelle I und Fall 1, Tabelle IX;

" $= \frac{1}{143}$ bei gleichem Boden, aber $\beta = 28^\circ$.

" $= \frac{1}{8}$ bei gesättigt nassem Boden und $\beta = 8^\circ$, Fall 4 daselbst;

" $= \frac{1}{1}$ bei $\varphi = 0$ und $\beta = 0$, d. h. bei vollkommen flüssigem Stoff, also für Wasser.

Einfluss der Kohäsion. Mit Ausschluss von Schlamm unter Wasser oder von trockenem reinen Sand ist der Boden niemals ganz ohne Festigkeit oder Kohäsion. In unseren Berechnungen ist die Kohäsion vernachlässigt. Die Werte der Tabellen IX bis XII sind daher Minimalwerte, welche meist etwas überschritten werden. Leider fehlen der Ingenieur-Wissenschaft Versuchs-Ergebnisse, welche uns über die Steigerung des passiven Erddruckes durch die Kohäsion unterrichten könnten. Auf Grund theoretischer Betrachtungen ist von mir ermittelt, dass z. B. bei einer Tiefe von $h = 2$ m und bei schwach feuchtem Boden nach Tabelle IX, Fall 1 bei $\varphi = 42^\circ$ $\gamma = 1770$ kg und $\beta' = 14^\circ$ der passive Erddruck bei Boden ohne Kohäsion von dem Werte $8230 \cdot 2^2 = 32920^0$ kg auf mindestens 44000 kg wächst, wenn der Boden die geringe Kohäsion von $\frac{1}{25}$ kg/qcm oder 400 kg/qm aufweist. Man rechnet also schon mit etwas Sicherheit, wenn man die Kohäsion ausser acht lässt. Wie schon erwähnt, wird die

Mitwirkung der Kohäsion für grosse Werte „ h “ verschwindend klein, wofern nicht etwa die Bodenfestigkeit nach unten hin zunimmt. Die Kohäsion wächst nur proportional der Höhe, der Erddruck aber mit dem Quadrat der Höhe. Das Verhältnis des Einflusses der Kohäsion wird also mit wachsenden Werten „ h “ abnehmen.

Tabelle IX bietet die Verhältnisse für gewöhnlichen Boden mit etwas Bindemittel wie Tabelle I und zwar für verschiedenen Wassergehalt und auch für Boden unter Wasser. Die Vorderseite der Wand oder vielmehr diejenige des Wand-Fundamentes ist vertikal, das Gelände vor der Wand horizontal.

Tabelle X giebt eine Fortsetzung von Tabelle IX für Dammerde, reinen Sand und für aufgeweichten Boden unter Wasser. Für letzteren Fall sinkt der passive Erddruck auf einen kleinen Bruchteil derjenigen Werte hinab, welche bei gutem Boden über Wasser gefunden sind.

Tabelle XI zeigt den Einfluss eines geböschten Geländes vor der Wand. Auch hier ist die Wand-Vorderseite vertikal; vergl. Abb. 9 daselbst.

Die Untersuchungen sind für gewöhnlichen Boden, für reinen Sand und für aufgeweichten Boden durchgeführt und zwar jeweils unter Wasser, da sich unter Wasser häufig eine geböschte Sohle ausbildet.

Der Gleitwinkel ω ist für Werte $+\omega$ vor der Wand ausgehend ansteigend, für Werte $-\omega$ abfallend zu verstehen; vergl. die Gleitebene BC bei $+\omega$ und die Gleitebene BC' für $-\omega$, Abb. 9 der Tabelle XI.

Der Wert Null wird erreicht, wenn das Gelände vor der Wand die natürliche Böschung $\frac{1}{n} = tg \varphi$ zeigt; vergl. Abb. 9 der Tabelle. Ferner muss dabei gleichzeitig $\beta = \varphi$ sein.

Tabelle XII bietet Werte des passiven Erddruckes für den Fall einer geneigten Stellung der Wand-Vorderseite bei horizontaler Lage des Geländes. Diese Angaben finden auch Verwendung bei Feststellung des passiven Erddruckes, welcher gegen die Platte eines Erdankers wirkt; vergl. § 41, S. 146.

Abschnitt II.

Über den aktiven Erddruck.

A. Erläuterungen zum aktiven Erddruck.

§ 1. Der natürliche Böschungswinkel φ , Reibung und Kohäsion.

Die steilste Böschung, welche lose aufgehäuftes Material annehmen kann, nennt man die natürliche Böschung und den Winkel, welchen die Böschung mit der Horizontalen bildet, den Böschungs- oder Reibungswinkel, hier mit φ bezeichnet.

Die Untersuchungen über die Grösse des Erddruckes reichen weit zurück. So stellte unter anderen auch einer der Altmeister des Wasserbaues Woltmann, im Hamburgischen Amt Ritzebüttel tätig, Untersuchungen über den Erddruck im Jahre 1792 an, und zwar zur Lösung einer seitens der Kaiserlichen Akademie der Wissenschaften zu Petersburg gestellten Preisfrage; vergl. Woltmann, Beiträge zur hydraulischen Architektur, Band 3. Dasselbst giebt Woltmann, S. 167, für den Böschungswinkel φ folgende Werte an:

Trockener pulverisierter Steinkalk	$\varphi = 50^0$
trockene pulverisierte Thonerde	„ = 45 ⁰
trockener pulverisierter Geestlehm	„ = 40 ⁰
trockene pulverisierte Gartenerde	„ = 37 ⁰
Kiesel und kleine Strassensteine	„ = 36 ⁰
trockener Sand	„ = 32 ⁰
Roggen	„ = 25 ⁰
Rappsaat	„ = 25 ⁰

In der Folge sind hier meist die von Häseler, Erdbau, Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Band I, S. 14, mitgetheilten Werte

benutzt. Über den Reibungswinkel β zwischen Boden und Wand sind von mir einige Versuche angestellt.

Ausser durch Reibung wird auch durch die Festigkeit des Bodens, Kohäsion genannt, dieser im Rutschen behindert. Nur bei vorhandener Kohäsion kann Boden in vertikaler Wand sich halten. Woselbst Erde bis zu 1,75 m Höhe in vertikaler Wand steht, ohne zusammenzurutschen, besitzt dieselbe mindestens eine Kohäsion von $\frac{1}{50}$ kg/qcm oder 200 kg/qm. Auf die Mitwirkung der Kohäsion kann man sich aber nur selten verlassen.

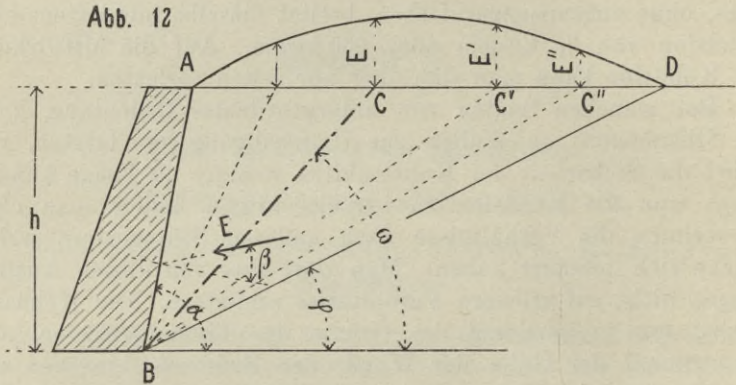
Bei manchen Bauten von untergeordneter Bedeutung, z. B. bei Stützmauern an Wällen zur Umfriedigung von Gärten, woselbst die Sicherheit der Konstruktion weniger in Frage kommt, pflegt man die Kohäsion zu berücksichtigen, indem man ohne zu rechnen die Verhältnisse nach anderen Stützmauern wählt, welche sich bewährt haben. Man darf aber von diesen Ausführungen nicht auf grössere Verhältnisse schliessen. Die Kohäsion wächst nur proportional der Grösse der Trennungsfläche, also proportional der Höhe der Wand, der Erddruck hingegen mit dem Quadrat der Höhe. Bei hohen Stützwänden fällt also die Kohäsion gegenüber dem Erddruck nur wenig ins Gewicht. Bei dem passiven Erddruck dürfte man hingegen in manchen Fällen die Kohäsion nicht ausser acht zu lassen haben, wofern der abgelagerte, d. h. der gewachsene Boden nach der Tiefe zu fester wird.

§ 2. Die Rutsch- oder Gleitflächen und der Gleitwinkel ω .

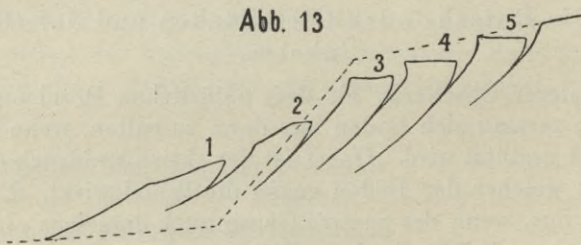
In steilerer Böschung, als dem natürlichen Böschungswinkel entspricht, vermag sich Boden nur dann zu halten, wenn er durch eine Wand gestützt wird. Dabei ist der aktive Erddruck diejenige Kraft, mit welcher der Boden gegen die Wand wirkt. Es weicht die Wand aus, wenn der passive Gegendruck derselben nicht mehr ausreicht, dem Erddruck das Gleichgewicht zu halten. Dabei bildet sich zunächst etwa in der Mitte des Winkels, welchen die Wand mit der natürlichen Böschung bildet, ein Riss im Erdreich. Es entsteht die strichpunktirt gezeichnete Gleitebene BC , Abb. 12. Der Neigungswinkel derselben zur Horizontalen heisse ω .) Zuerst

Bem. zu Abb. 12. Die Kurve AD ist etwas verzeichnet. E soll über C einen Meistwert zeigen.

rutscht, wenn die Wand nach links etwas ausweicht, der Erdteil ABC längs BC abwärts. Ist die Rutschung so erheblich, dass der hinter BC befindliche Boden wesentlich entlastet ist, dann bildet sich eine neue Gleitebene BC' . Bei Wiederholung des Vorganges entsteht eine stufenförmige Abtreppung des Geländes. Der Auf-



lagerdruck der auflastenden Erde hält den dahinter liegenden Boden anfangs im Gleichgewicht. Rutscht vorne der Boden fort, dann ist auch für die dahinter liegende Erdmasse das Gleichgewicht der Kräfte gestört. Dieser Vorgang findet wegen der Kohäsion



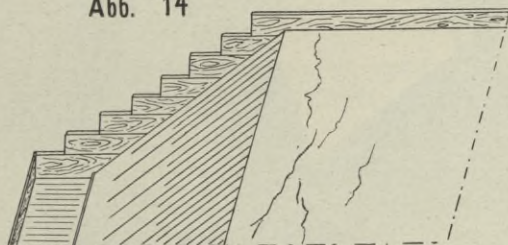
des Bodens nicht stetig statt, und so entstehen getrennt voneinander auftretende Risse.

Das zeigt sich auch bei Erdreich, welches zwar nicht durch eine Stützwand gehalten ist, aber zuvor in trockenem Zustande eine steile Böschung bildete und hernach bei Zutritt von Wasser zu rutschen beginnt.

Abb. 13 bietet die Darstellung einer Abrutschung solcher Art. Eine Sturmflut hatte eine Bodenanschüttung am Strande zwischen Friedrichsort und Holtenau bei Kiel gespült und den lehmhaltigen Boden-Aushub aus dem Nordostsee-Kanal aufgeweicht. Die hier skizzierten Rutschungen 1—5 hatten sich gebildet.

Abb. 14 zeigt, von oben her gesehen, Rissbildungen, welche gelegentlich von Versuchen im Boden entstanden sind. Die Erde befand sich in einem Versuchskasten; sie wurde durch Kippen des Kastens steiler aufgerichtet und so ins Rutschen gebracht. Das ist bei Veranschaulichung ähnlicher Vorgänge in Gegenwart von Studierenden der techn. Hochschule in Braunschweig von mir wiederholt zur Ausführung gebracht und zwar bei verschiedenen Feuchtigkeits-Zuständen des Bodens mit und ohne Vorhandensein einer vorderen stützenden Abdeckung. Abb. 15 zeigt die Ausfüh-

Abb. 14



rung des Versuches bei Anwendung eines Plattenbelages auf der Böschung von 2 cm Stärke.

Das Bestreben des Erdkeiles ABC , Abb. 12, S. 42 abzurutschen, erzeugt für die Wand AB den grössten Erddruck. Dieser interessiert natürlich in erster Linie. Auch alle übrigen zwischen A und D möglichen Ebenen sind Gleitebenen; auch an ihnen gleitet die Erde abwärts, wenn der Gegendruck der Wand einen gewissen Betrag E' für die Gleitebene BC' und E'' für die Gleitebene BC'' unterschreitet. Es sind das die Erddruckwerte, welche entstehen, wenn der Boden auf BC' oder BC'' gleitet; sie sind kleiner als der Meistwert des Erddruckes, genannt E , welcher durch das Abrutschen des Erdkörpers ABC erzeugt wird.

Die Ermittlung des Erddruckes E' für eine beliebige Gleitebene ist S. 54 behandelt. Die Ableitung des Erddruckes für

die Hauptgleitebene erfolgte hier nach dem Verfahren Rebhann S. 55; desgleichen ist dort der Gleitwinkel ω bestimmt.

Für den Sonderfall $\beta=0$ oder $\beta=\varphi$ und für eine rechtwinklige Wand finden sich Werte von E und ω S. 48.

Die Auftragung der Werte E' , E'' u. s. w. als Ordinaten über den Endpunkten C' , C'' u. s. w. der zugehörigen Gleitebenen ergibt ein Bild der Abhängigkeit der Grösse des Erddruckes von der Beschaffenheit der Gleitfläche. Es entsteht die Kurve

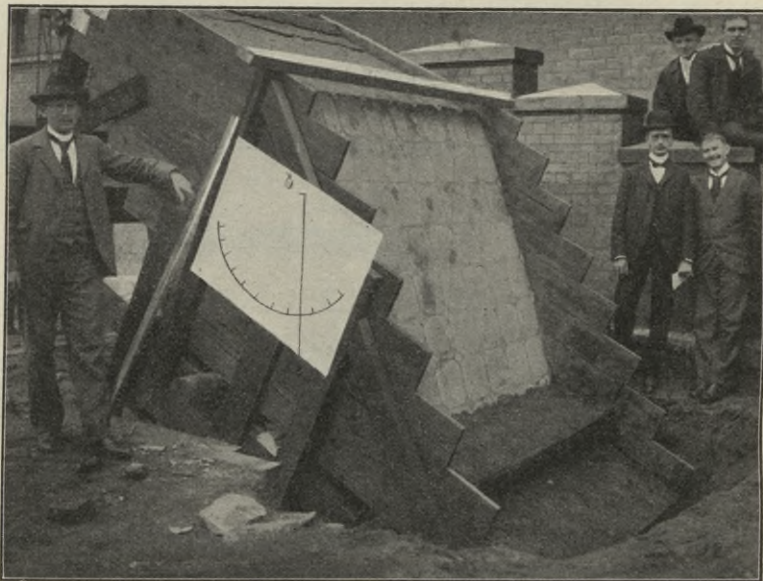


Abbildung Nr. 15.

AD. Die Werte E nehmen von A aus bis C zu, weil für die Gleitebene BC der Meistwert des Erddruckes erreicht wird. Dann nehmen die Werte wieder ab. Für die Gleitebene BD ergibt sich der Wert Null. Längs BD findet kein Abgleiten statt. Abb. 12 ist etwas verzeichnet. Der Scheitel der Kurve soll über C liegen.

Es sei noch hervorgehoben, dass die Vorstellung der Entstehung von Gleitebenen nur angenähert richtig ist. Die sich bildenden Gleitflächen sind, wie in Abb. 13 angedeutet ist, ein wenig hohl geformt, sie sind oben steiler, unten nahe dem Funda-

ment-Fuss nähern sie sich der Horizontalen. Wo neben einander leichte und schwere Massen lagern, ist an der Berührungsfläche das Bestreben der Verschiebung vorhanden. Ein Wirbel mit horizontaler Achse entsteht.

Die Vorstellung, dass das Gleiten des Bodens längs einer Ebene erfolgt, führt immerhin zu durchaus brauchbaren Ergebnissen. Dieselbe ist hier für die weiteren Ausführungen zu Grunde gelegt.

Bei den nachfolgenden Untersuchungen soll bedeuten (vergl. Abb. 12):

φ	den Neigungswinkel der natürlichen Böschung	<i>BD</i>
ω	„ „ „ Hauptgleitebene	<i>BC</i>
α	„ „ „ Wandrückseite	<i>AB</i>
h	die freie Höhe der Wand	
β	die Abweichung der Richtung des Erddruckes von der Normalen zur Wandrückseite nach oben gemessen.	

§ 3. Die Richtung des aktiven Erddruckes, d. h. die Grösse des Winkels β .

Bei einem Ausweichen der Wand wird der Boden unbedingt herabstürzen, wofern überhaupt Erddruck vorhanden ist, d. h. wofern die Kohäsion des Bodens überwunden wird. Das Ausweichen der Wand geschieht aber nicht nach unten hin, sondern entweder nach vorne, indem ein Gleiten erfolgt, oder es wird das Ausweichen durch ein Kippen der Wand veranlasst. In letzterem Fall wird bei Wänden mit breitem Fundament die Rückseite der Wand sich etwas heben, da das Kippen nur um die Vorderkante der Wand erfolgen kann. Die Bewegung des gleitenden Bodens ist also immer abwärts gerichtet. Es liegt also kein Grund vor, die Reibung des Bodens an der Rückseite der Wand je ganz zu vernachlässigen.

Andererseits sprechen Erwägungen dafür, die Reibung zwischen Boden und Wand nicht zu hoch zu veranschlagen. Einmal ist der Reibungswinkel zwischen Erde und manchem Mauerwerk oder glattem Holz etwas kleiner als zwischen Erde und Erde und weiter tritt der Umstand hinzu, dass die Wand nicht ganz ruhig steht. An Gewässern mit wechselndem Wasserstande wird zumal eine Uferwand kleine Bewegungen vor- und rückwärts ausführen. Aber auch Einwirkungen wie ein Wechsel von Trocken-

heit und Nässe oder von Frost und Tau wirken in gleichem Sinne.

Der Winkel β wird also kleiner zu veranschlagen sein als der Reibungswinkel φ zwischen Boden und Boden.

Im Zustande der Ruhe fand ich für trockenes Material folgende Werte des Reibungswinkels:

Sand auf Sand	39°
Sand auf Stein und Cement	33°
Sand auf gehobeltem Holz	29°.

Der letztere Wert wechselt erheblich, je nachdem das Holz glatt ist, wie z. B. ein entrindeter Pfahl, oder rauher. Obige Werte erleiden eine Verminderung, wenn die Wand sich etwas bewegt. Man wird aber sicher gehen, wenn man bei Mauern und gesägtem Holz $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ setzt, das wäre hier $\frac{2}{3} \cdot 39 = 26^\circ$. In Betracht der möglichen Bewegungen der Wand ist der Reibungswinkel gegenüber Sand auf Sand hier von 33° auf 26° herabgesetzt. Kleine von mir ausgeführte Versuche ergaben, dass schon eine ziemlich heftige zitternde Bewegung eintreten muss, falls der Reibungswinkel um 7° herabgedrückt werden soll. Es lässt sich also angeben, dass der Winkel β den Wert $\frac{2}{3} \varphi$ bei Mauerwerk mit Putz und bei gesägtem Holz nicht unterschreiten wird. Bei glatten Pfählen und bei Bohlwänden mag man allenfalls mit $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ rechnen, da einmal die Reibung zwischen Sand und Holz bisweilen kleiner ist als zwischen Sand und Stein und weil weiter Bohlwände schmal sind und für sie der günstige Umstand in Fortfall gerät, dass bei einem Umkippen der Wand die Rückseite sich hebt, wie das bei breiten Mauerprofilen der Fall ist, welche sich so mit ihrer Rückseite gegen den Boden stemmen. Zudem ist es für die Abmessungen der Holzwände von geringem Einfluss, ob man bei Ermittlung des aktiven Erddruckes mit $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ oder $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ rechnet.

Bei Ermittlung des passiven Erddruckes wird man bei runden und daher glatten Pfählen Vorsicht halber, solange nicht durch Versuche ein anderes bewiesen ist, nur mit $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ konstruieren dürfen.

Da es nicht empfohlen werden kann, mit den theoretischen Grenzwerten $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$ zu rechnen, sind Angaben über die Grösse des Erddruckes für diese Werte β in den Tabellen fortgelassen. Für den praktischen Gebrauch genügt die Kenntnis der Werte des Erddruckes für $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ und $\beta = \frac{2}{3} \varphi$. Es bleibt dem

Konstrukteur unbenommen, mittlere Werte durch Schätzung auszuwählen, wenn etwa im Sonderfall durch Versuche festgestellt sein sollte, dass β , der Reibungswinkel zwischen Boden und Wand, bei allen äusseren Zuständen nie kleiner wird als ein gewisser zwischen $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ oder $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ liegender oder vielleicht auch etwas über $\frac{2}{3} \varphi$ hinausgehender Wert. Bei der Abschätzung genügt die Annahme, dass bei $\beta \leq 33^\circ$ und innerhalb der engen Grenzen, welche hier in Frage kommen, der Erddruck den Werten β proportional sei.

Für β fast gleich 30° sind zudem die Unterschiede im Erddruck selbst sehr klein. Für $\beta > 30^\circ$ wächst der Erddruck aber mit wachsendem β . Hier ist es nur noch die Horizontalkomponente des Erddruckes, welche mit wachsenden Werten β bei $\beta > 30^\circ$ abnimmt.

Man verwendet zweckmässig:

Fall A. $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ bei schmalen und glatten Wänden, z. B. bei gehobeltem Holz oder bei runden und daher glatten Pfählen.

Fall B. $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ unter gewöhnlichen Verhältnissen; z. B. bei dickeren Wänden aus Mauerwerk mit geputzter Rückseite oder bei Holz mit rauhem Sägenschnitt. Bei ganz rauher Rückseite der Wand wird $\beta = \varphi$.

Die Werte des Erddruckes für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$ bieten zumal ein theoretisches Interesse, da für sie die mathematischen Formel­ausdrücke einfach ausfallen. Auch ist es erwünscht, die Grösse der Grenzwerte kennen zu lernen. Dieselben finden sich daher im folgenden Abschnitt behandelt, vergl. daselbst auch Tabelle XIII, S. 49.

§ 4. Grenzwerte des aktiven Erddruckes für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$ bei $\alpha = 90^\circ$.

Der analytische Formelausdruck der Grösse des Erddruckes wird für die Grenzfälle $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$ und für eine lotrechte Wand, d. h. bei $\alpha = 90^\circ$, am einfachsten. Man erhält:

1) bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Boden und Wand, d. h. für $\beta = 0$:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tag}^2 \frac{90 - \varphi}{2}$$

2) und unter Annahme $\beta = \varphi$

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2 \cdot \sin \varphi})^2}$$

Vergl. Häsel, Handbuch d. Ing. Wissensch., Band I, 2. Abt., Erdbau, unten S. 13.

Die Grösse des Gleitwinkels ω berechnet sich ferner für die Grenzwerte von β , d. h. für $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$ nach folgenden Formeln.

1) für $\beta = 0$ wird $\omega = \frac{90 + \varphi}{2}$

2) für $\beta = \varphi$ wird $\cot \omega = -\operatorname{tag} 2 \varphi + \sqrt{(\cot \varphi + \operatorname{tag} 2 \varphi) \cdot \operatorname{tag} 2 \varphi}$.

Die Werte von E und ω für andere als die obigen Werte β bestimmt man am einfachsten nach dem Verfahren Rebhann S. 55 hier.

Die Tabelle XIII enthält ausgerechnete Werte von E und ω für die Grenzwerte $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$. Die trigonometrische Funktion von φ ist dabei in dem Ausdruck für den Erddruck mit k bezeichnet. Es ist gesetzt $E = k \cdot \frac{\gamma h^2}{2}$. Für verschiedene Bodenarten sind die Werte k nachstehend mitgeteilt. Ausserdem ist die Multiplikation mit γ durchgeführt und $\frac{k\gamma}{2} = i$ gesetzt. So entsteht die einfachere Form $E = i h^2 \operatorname{kg}$. Auch diese Werte i sind hier beigefügt. In den Tabellen I bis XII ist dieser letzteren Bezeichnung des Erddruckes in Kilogrammen allein der Vorzug gegeben.

Tabelle XIII.

Zusammenstellung ausgerechneter Werte des aktiven Erddruckes für die Grenzfälle $\beta = 0$ und $\beta = \varphi$. Die Hinterfüllung oben horizontal abgeglichen, die Rückseite der Wand lotrecht, d. h. $\alpha = 90^\circ$.

Tabelle XIII.

Bodenart φ Böschungswinkel γ Gewicht eines cbm Bodens h Höhe der hinter- füllten Wand (vergl. Häseler, Handb. d. Ing. w. I 2, S. 14).	a) Reibung an der Wand- rückseite vernachlässigt.			b) Reibung an der Wand- rückseite wie bei Boden auf Boden gerechnet.		
	Gleit- winkel ω Grad	$\beta = 0$		Gleit- winkel ω Grad	$\beta = \varphi$	
		$E = k \frac{\gamma h^2}{2}$ Werte k	$E =$ $i h^2 \text{ kg}$ E in Kilogr.		$E = k \frac{\gamma h^2}{2}$ Werte k	$E =$ $i h^2 \text{ kg}$ E in Kilogr.
1. Dammerdetrocken $\varphi = 40^\circ \gamma = 1400 \text{ kg}$	65	0,217	152 $h^2 \text{ kg}$	60	0,211	148 $h^2 \text{ kg}$
2. desgl. etwas feucht $\varphi = 45^\circ \gamma = 1580 \text{ kg}$	67 $\frac{1}{2}$	0,172	136 „ „	63 $\frac{1}{2}$	0,177	140 „ „
3. desgl. gesättigt nass $\varphi = 27^\circ \gamma = 1800 \text{ kg}$	58 $\frac{1}{2}$	0,376	338 „ „	53	0,331	298 „ „
4. Sand trocken $\varphi =$ 35 $^\circ \gamma = 1640 \text{ kg}$	62 $\frac{1}{2}$	0,271	222 „ „	57	0,250	205 „ „
5. desgl. schwachfeucht $\varphi = 40^\circ \gamma = 1770 \text{ kg}$	65	0,217	192 „ „	60	0,211	187 „ „
6. desgl. gesättigt nass $\varphi = 24^\circ \gamma = 2000 \text{ kg}$	57	0,422	422 „ „	50 $\frac{1}{2}$	0,370	370 „ „
7. Gerölle eckig $\varphi =$ 45 $^\circ \gamma = 1770 \text{ kg}$	67 $\frac{1}{2}$	0,172	152 „ „	63 $\frac{1}{2}$	0,177	157 „ „
8. desgl. rundlich $\varphi =$ 30 $^\circ \gamma = 1770 \text{ kg}$	60	0,333	295 „ „	54	0,297	263 „ „
9. Lehm mit Wasser gesättigt $\varphi = 17^\circ$ $\gamma = 2040 \text{ kg}$	53 $\frac{1}{2}$	0,548	559 „ „	46 $\frac{1}{2}$	0,480	490 „ „

Ein Vergleich der Werte dieser Tabelle für grosse Böschungswinkel φ mit den entsprechenden Werten der Tabellen II und III zeigt, dass der Erddruck mit zunehmender Grösse des Reibungswinkels β nicht immer abnimmt, sondern z. B. bei 2 hier für $\beta = \varphi$ grösser ist als für $\beta = 0$. Für Fall 1 ist z. B. hier und nach Tabelle II: $i = 152$ bei $\beta = 0$; $i = 145$ bei $\beta = \frac{1}{3} \varphi$; $i = 143$

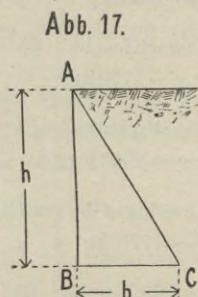
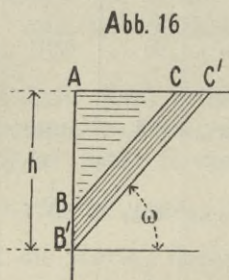
bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ und $i = 148$ bei $\beta = \varphi$. Hier ist i zuletzt wieder gewachsen. Bei trockenem Sand (vergl. hier Fall 4 und Tabelle III, Fall 1) erhält man für $\beta = \varphi$ und für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ beidemal $E = 205 h^2 \text{ kg}$.

Bei kleineren Werten φ wächst der Erddruck aber stetig mit abnehmenden Beträgen β . Z. B. hier Fall 6 und Tabelle III, Fall 4, Sand mit Wasser gesättigt: $i = 370$ für $\beta = \varphi$; $i = 378$ für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$; $i = 390$ für $\beta = \frac{1}{3} \varphi$ und $i = 422$ für $\beta = 0$.

§ 5. Darstellung des aktiven Erddruckes als Gewicht eines Erddreieckes.

Das Gewicht des abrutschenden Erdkeiles ABC , Abb. 16 hier, wächst mit dem Quadrat der Wandhöhe. Dementsprechend ist auch der ganze die Wand AB treffende Erddruck der Höhe h proportional.

Gegen die grössere Wandfläche AB' wirkt der Keil $AB'C'$, der längs schraffierte Streifen $BB'CC'$ drückt mithin gegen den Wandteil BB' . Es wächst also der Erddruck gegen die Flächeneinheit



der Wand proportional mit der Länge des gleitenden Streifens, d. h. mit der Länge der Gleitfläche.

Dieses Verhältnis bleibt so lange konstant, wie der Gleitwinkel ω keine Änderung erfährt. An der Stelle aber, wo der Winkel ω sich ändert, erfährt auch der Erddruck, auf die Einheit der Wandfläche bezogen, eine sprungweise Zunahme. Vergleiche die plötzliche Änderung der Ordinate s in Höhe des Wasserspiegels Abb. 1, Tabelle I für den Fall einer Abnahme des Böschungswinkels φ bei dem Übergang zum Grundwasser. Bei Ableitung des Erddruckes gewinnt man dessen Grösse ausgedrückt als das Gewicht eines Boden-Prismas. Das hat dazu geführt, den

Erddruck durch ein Dreieck zu veranschaulichen, dessen Inhalt noch mit dem Gewicht eines Kubikmeters Boden, genannt γ multipliziert werden muss, um den Wert des Erddruckes in Kilogrammen zu erhalten.

Stellt das Dreieck ABC Abb. 17 den Erddruck dar, welcher die Wand AB trifft, dann ist:

$$E = \gamma \frac{b \cdot h}{2}.$$

In dieser Formel ist das Verhältnis $\frac{b}{h} = k$ unabhängig von γ , nur abhängig vom Reibungswinkel. Für b den Wert hk eingesetzt, folgt:

$$E = k \frac{\gamma h^2}{2}.$$

Für verschiedene Bodenarten oder vielmehr für verschiedene Reibungswinkel φ sind nun die entsprechenden Werte k in Tabelle XIII, S. 49 aufgeführt.

Ich halte es aber im Gebrauch für übersichtlicher, die Multiplikation von k mit γ vorweg auszuführen und den Erddruck gleich in Kilogrammen zu geben. Das ist in den Tabellen I bis XII erfolgt und auch in Tabelle XIII hinzugefügt, wie in § 6 nachstehend erläutert ist.

Es sei noch erwähnt, dass als gebräuchlicher Betrag des Erddruckes der Wert:

$$E = \frac{1}{8} \gamma h^2$$

genannt wird.

In diesem Fall ist $h = \frac{1}{4} = 0,25$.

Es entspricht dieser Fall ziemlich unserem Boden. Für $\gamma = 1800$ kg ergibt sich alsdann:

$$E = \frac{1}{8} 1800 h^2 \text{ kg}$$

$$E = 225 h^2 \text{ kg.}$$

Für $k = \frac{1}{4}$ wird $b = \frac{1}{4} h$. Die Basis des Erddruckdreieckes erhält also dabei eine Abmessung gleich $\frac{1}{4}$ der Höhe.

§ 6. Darstellung des aktiven Erddruckes als Dreieck nach einem einfachen Kräftemasstabe.

Da der Boden über und unter Wasser verschieden schwer ist und für Boden unter Wasser zudem der Auftrieb in Abzug gelangt, bietet die Darstellung nach § 5 kein einheitliches Bild der Grösse des Erddruckes. Die einzelnen Flächen sind mit verschiedenen Werten γ zu multiplizieren und das ist nicht übersichtlich. Da ist es schon besser den Erddruck nach einem Kräftemasstabe aufzutragen, indem man die Multiplikation mit dem Bodengewicht γ vorweg ausführt. Das ist hier erfolgt und so geben die Tabellen den Erddruck direkt in Kilogrammen an.

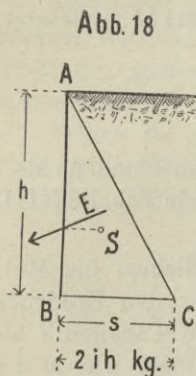
In der Tabelle ist der Erddruck

$$E = 2ih \text{ kg.}$$

Daraus folgt, wenn das Dreieck ABC die Grösse des Erddruckes zur Darstellung bringen soll:

$$E = \frac{h \cdot s}{2} = ih^2 \text{ kg}$$

$$s = 2ih \text{ kg.}$$



Die Werte $2i$ sind nun in der Tabelle, Spalte h eingetragen.

Da ist z. B. in Tabelle 1, Fall 1, für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ gesagt $s = 334h \text{ kg.}$ Das giebt für $h = 6$ beispielsweise $s = 334 \cdot 6 \text{ kg} = 2004 \text{ kg.}$

Die Auftragung zeigt dann ein Dreieck, bei welchem die Höhe AB zu 6 m und die Basis s zu 2004 kg gegeben ist.

Als Massstab für die Darstellung empfiehlt sich für die Höhen meist der Massstab 1:50 und für die Basis s der Massstab 50 kg = 1 mm. Das giebt in obigem Fall eine Zeichnung von $h = \frac{6 \text{ m}}{50} =$

$$\frac{6000}{50} = 120 \text{ mm Höhe und } s = \frac{2004}{50} = 40,1 \text{ mm Basis.}$$

Will man rückwärts aus dem dargestellten Dreieck den Erddruck ermitteln, dann hat man zu setzen: $E = \frac{hs}{2} = \frac{6 \cdot 2004}{2} = 6012 \text{ kg.}$

Denselben Wert findet man aus der Angabe Spalte g der Tabelle I, Fall 1. Da steht:

$$E = 167 h^2 \text{ kg; hier } h = 6$$

$$E = 167 \cdot 6^2 \text{ kg} = 6012 \text{ kg.}$$

Es ist nur zu beachten, dass die Höhe h in Metern auszudrücken ist. Dies ist durch den Umstand bedingt, dass in Spalte b der Tabellen das Bodengewicht sich auf das Volumen eines Kubikmeters bezieht.

Die neuere Schreibweise für Masse und Gewichte würde hier wie folgt lauten:

$$E = 167 h^2 \text{ (kg m}^{-1}\text{)},$$

d. h. Längen ausgedrückt in m (Metern) und Erddruck in kg (Kilogrammen) genommen für 1 laufdm. Wand; vergl. auch das Beispiel und die weiteren Erläuterungen S. 60.

Es empfiehlt sich, in der Darstellung die Höhenangaben in Metern und die Ordinaten s in Kilogrammen ausgedrückt, einzutragen. Das gibt eine gute Übersicht; vgl. Abb. 19.

Beispiel für eine Wand am Wasser.

Gegeben gewöhnlicher guter Füllboden, Tabelle I, über Wasser ziemlich nass, Fall 2, und $\beta = \frac{2}{3} \varphi$.

Nach Spalte h daselbst ist:

$$s = 480 h \text{ kg; hier } h = 3 \text{ m}$$

$$s = 480 \cdot 3 \text{ kg} = 1440 \text{ kg}$$

und

$$s^1 = 704 h \text{ kg} - \text{Fall 6, Unterabt. 2}$$

$$s^1 = 704 \cdot 3 \text{ kg} = 2112 \text{ kg.}$$

Ferner Fall 5, Abb. 1, Tabelle I:

$$s'' = 338 h' \text{ kg}$$

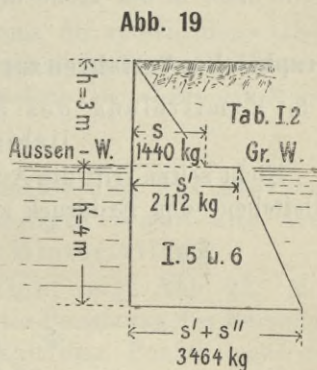
$$= 338 \cdot 4 = 1352 \text{ kg}$$

$$s' + s'' = 3464 \text{ kg.}$$

Der Erddruck über Wasser ist nun $E_1 = \frac{1440 \cdot 3}{2} = 2160 \text{ kg}$ und der Erddruck gegen den Wandteil unter Wasser

$$E'' + E''' = \frac{2112 + 3464}{2} \cdot 4 = 11152 \text{ kg.}$$

Bei einer Auftragung nach dem vorne empfohlenen Massstabe würde die Höhe $h = \frac{3000}{50} = 60 \text{ mm}$; die Höhe $h'' = \frac{4000}{50} = 80 \text{ mm}$ ausfallen. Die Ordinaten erhielten die Abmessungen



$$s = \frac{1440}{50} = 28,8 \text{ mm}; s' = \frac{2112}{50} = 42,2 \text{ mm} \text{ und } s' + s'' = \frac{3464}{50} = 69,3 \text{ mm.}$$

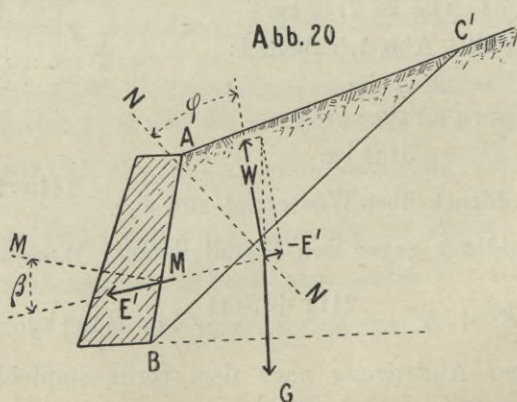
§ 7. Höhe des Angriffspunktes der Resultierenden des aktiven Erddruckes.

Der Erddruck greift an der Rückseite der Wand an und zwar in Höhe des Schwerpunktes derjenigen Figur, welche dessen Grösse darstellt. Bei dem Dreieck ABC , Abb. 1, Tabelle I, liegt der Angriffspunkt mithin in der Höhe $\frac{h}{3}$. Für den Wandteil unter Wasser kann man das Rechteck $BDFG$, Abb. 1, für sich behandeln und das Dreieck DGI getrennt davon, wie Abb. 1, Tabelle I, vorsieht, oder man fasst den Teil unter Wasser zu einem Trapez zusammen, wie in Abb. 19, S. 53 geschehen ist. Dieser Teil des Erddruckes, im Beispiel S. 53 zu 11152 kg berechnet, greift dann in der Höhe des Schwerpunktes des Trapezes an.

Graphisches Verfahren zur Ermittlung des aktiven Erddruckes.

§ 8. Ermittlung des aktiven Erddruckes für eine beliebige Gleitebene.

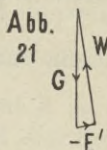
Nicht selten tritt die Aufgabe an uns heran, für eine bestimmte Gleitebene den Erddruck zu ermitteln. Das trifft z. B. zu, wenn



sich die Hauptgleitebene, welche gewöhnlich in Frage kommt, nicht zu bilden vermag. Vergl. z. B. Abb. 54 S. 129.

Gegeben sei die beliebige Gleitebene BC^1 , gesucht die Grösse des Erddruckes E^1 , welcher entsteht, wenn der Erdkeil ABC^1 längs BC^1 abwärts rutscht.

Man zeichne die Normale zur Wand AB , hier MM genannt, und trage daran Winkel β . Es ergibt sich so die Richtung des Erddruckes E^1 und dessen Reaktion, d. h. der Druck der Wand gegen den Erdkeil, zu bezeichnen mit $-E^1$.



Ebenso findet man die Auflagerreaktion W des Erdkeiles auf Fläche BC^1 durch Antragung des Winkels φ an die Normale NN zu BC^1 . Ferner berechnet man das Gewicht G des Erdkeiles ABC^1 .

Darauf stellt man die Kräfte G , $-E^1$ und W zu einem Kräfteplan (vergl. Abb. 21) zusammen. Das ist ausführbar, da von allen 3 Kräften die Richtungen bekannt sind, welche aus Abb. 20 entnommen werden und da ferner von G zugleich die Grösse feststeht. Somit ist dann der gesuchte Wert des Erddruckes E gefunden.

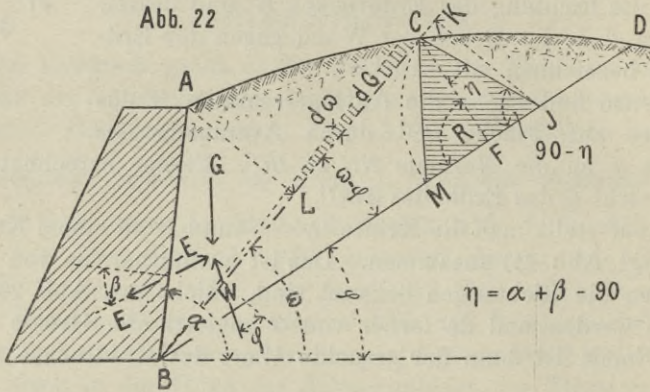
Durch Wiederholung des Verfahrens für verschiedene Gleitebenen lässt sich das Gesetz der Veränderlichkeit des Erddruckes im Sonderfall finden. Es zeigt sich so, welche Gleitebene den Meistwert des Erddruckes liefert.

§ 9. Verfahren Rebhann zur Ermittlung des grössten aktiven Erddruckes für eine geneigte Wand und eine oben beliebig begrenzte Hinterfüllung.

1. Ausführung der Konstruktion; vergl. Abb. 22. Man zeichnet die natürliche Böschung BD unter Benutzung des Reibungs- oder Böschungswinkels φ . Darauf wählt man Punkt C auf der Oberfläche der Hinterfüllung so, dass Linie BC den Winkel ABD etwa halbiert. Von C fällt man dann ein Lot CF auf BD und trägt an CF den Winkel $\eta = \alpha + \beta - 90$. So ergibt sich Punkt I .

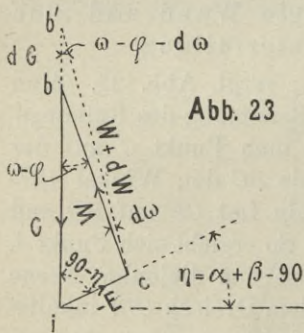
Durch Verschiebung des Punktes C ist nun diejenige Ebene BC zu ermitteln, für welche Figur ABC dem Dreieck CBI inhaltsgleich wird. Ist AC eine gerade Linie, dann muss Lot AL von A auf BC gefällt, mithin gleich werden dem Lote IK von I auf BC gefällt. Ist diese Übereinstimmung genannter Flächen erreicht, dann haben wir in BC die Hauptgleitebene gefunden, welche den Meistwert des Erddruckes liefert. — Über die Wahl von β vergl. S. 47.

2. Grösse des Erddruckes. Man macht IM gleich IC . Alsdann bietet der Inhalt des Dreiecks CIM das Erddruck-Volumen, dessen Gewicht dem Erddruck entspricht. Es ist für 1 laufdm. Wandlänge der Erddruck E gegen die Wand AB gleich γ ,



dem Gewicht eines Kubikmeters Boden, multipliziert mit der Fläche des Dreiecks CIM , ausgedrückt in Quadratmetern.

Bemerkung: Für den Sonderfall $\beta = \varphi$ findet sich eine etwas schneller zum Ziele führende Konstruktionsweise, welche gleich den richtigen Wert liefert, in dem Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften Band I, 2. Abt., Häselers, Stütz- und Futtermauern, S. 5 mitgeteilt.



3. Beweis zu 1 und 2. Gemäss § 8 wird die Richtung der auftretenden Kräfte W (Reaktion des Auflagerdruckes auf Gleitebene BC) und $-E$ (Reaktion des Erddruckes) durch Zeichnung der Normalen und Antragung der Winkel β und φ gefunden, sowie das Gewicht des ableitenden Erdkeiles

ABC berechnet. Als Neigungswinkel des Erddruckes zur Horizontalen ergibt sich dann unmittelbar aus der Aufzeichnung $\eta = \alpha + \beta - 90$, sowie der Wert der übrigen im Kräfteplan, Abb. 23, eingetragenen Winkel. Wie auch die Gleitebene BC beschaffen sein

mag, die 3 Kräfte G , W und $-E$ halten einander das Gleichgewicht; sie bilden ein geschlossenes Kräfte-dreieck.

Bedingung für E max. Es gilt nun, diejenige Gleitebene zu ermitteln, für welche E ein Maximum wird; das ist diejenige, für welche $\frac{dE}{d\omega} = 0$ wird, d. h. für welche E sich nicht ändert, wenn ω um ein Differential zu- oder abnimmt. Nimmt z. B. ω um $d\omega$ ab, dann wird die Gleitebene sich flacher und die Normale zu ihr, sowie $W + dW$ sich steiler stellen. Statt W haben wir dann $W + dW$ und statt G dann $G + dG$. So entsteht ein neues, durch punktierte Linien in Abb. 23 eingetragenes Kräfte-dreieck ib^1c . Der Punkt c bleibt dabei unverändert, da E nach der obigen Bedingungsgleichung für das Maximum keine Änderung erfährt. Wir brauchen also nur zu beachten, dass Punkt c in Abb. 23 für beide Dreiecke icb und icb^1 ein und derselbe Punkt ist, und daraus die mathematischen Folgerungen zu ziehen, dann haben wir der Bedingungsgleichung $\frac{dE}{d\omega} = 0$ Genüge geleistet. Unsere weitere Berechnung bezieht sich dadurch ausschliesslich auf den Fall, dass Erddruck E einen Meistwert besitzt.

Es folgt nun aus Abb. 23:

$$I. \quad \frac{dG}{W} = \frac{\sin d\omega}{\sin(\omega - \varphi - d\omega)} = \frac{d\omega}{\sin(\omega - \varphi)}$$

da $d\omega$ gegenüber $\omega - \varphi$ verschwindet und $\sin d\omega$ gleich $d\omega$ ist.

Aus Abb. 22 folgt:

$$\sin(\omega - \varphi) = \frac{CF}{BC}. \quad \text{Dies in I eingesetzt:}$$

$$II. \quad dG = \frac{BC}{CF} \cdot d\omega \cdot W.$$

Durch Antragung des Winkels η an das Lot CF wurde $\triangle BCI \sim \triangle bci$ (Abb. 22 und 23), mithin:

$$W = \frac{BC}{BI} \cdot G. \quad \text{Dies in II eingesetzt:}$$

$$III. \quad dG = \frac{BC}{CF} \cdot d\omega \cdot \frac{CB}{BI} \cdot G.$$

Aus dem schmalen schraffierten \triangle , Abb. 22, berechnet sich das Differential des Keilgewichtes dG zu:

$$\text{IV.} \quad dG = \gamma \cdot BC \cdot \frac{BC \cdot d\omega}{2};$$

$BCd\omega$ ist die kleine Höhe, BC die lange Basis des Dreiecks.

Aus III und IV:

$$\text{V.} \quad \gamma \frac{(BC)^2}{2} d\omega = \frac{(BC)^2}{CF} \cdot d\omega \frac{1}{BI} \cdot G$$

$$\text{VI.} \quad \gamma \cdot \frac{CF \cdot BI}{2} = G.$$

Das heisst also: Es ist die Forderung, dass Erddruck E ein Maximum werde, erreicht, wenn das Gewicht des Erdkeiles $BAC = G$ ebenso gross ausfällt wie das Gewicht des Erdkeiles BCI , welcher BI zur Basis und CF zur Höhe hat. Oder es heisst: Es muss Figur ABC inhaltsgleich werden dem Dreieck BCI , was zu beweisen war.

Die Grösse des Erddruckes findet sich dann wie folgt:

$$\frac{E}{G} = \frac{IC}{IB} \text{ nach Ähnlichkeit der Dreiecke } ibc \text{ und } IBC \text{ in Abb. 22 u. 23}$$

$$E = G \cdot \frac{IC}{IB} = G \cdot \frac{IM}{IB}, \text{ da } IM \text{ gleich } IC \text{ gemacht ist.}$$

Das Gewicht G des Erdkeiles ADC ist aber nach Gleichung VI gleich dem Gewicht des Erdkeiles BCI .

Nun sei das Gewicht des Erdprismas MCI mit G^1 bezeichnet, dann ist $\frac{G}{G^1} = \frac{IB}{IM}$, da die Höhen beider Dreiecke einander gleich sind. Ihre Spitzen liegen beide in C .

$$G = G^1 \cdot \frac{BI}{BM} \text{ vorne eingesetzt, giebt: } E = G^1 \cdot \frac{IB}{IM} \cdot \frac{IM}{IB}$$

$$E = G^1$$

Es wird also der Erddruck E durch das Erdprisma CIM zur Darstellung gebracht.

C. Sonderfälle und Beispiele zum aktiven Erddruck.

§ 10. Aktiver Erddruck für Boden über Aussenwasser und Grundwasser-Spiegel.

Hinterfüllung horizontal, Wand vertikal.

Fall 1—4 der Tabellen I bis IV.

Die Fälle 1 bis 4 der Tabellen I bis IV, sowie der ganzen Tabellen V, VI und VII (vergl. S. 2—15) behandeln den aktiven Erddruck, veranlasst durch Boden über dem Aussenwasser, sowie über dem Grundwasserspiegel. Bei Stützmauern, welche nicht am Wasser stehen und hinter welchen der Füllboden nicht nass, sondern durch Regen veranlasst, höchstens schwach feucht wird, kommen die geringsten Werte des Erddruckes in Frage. Für Uferwände an einem Gewässer mit wechselndem Wasserstande ist mit nassem Füllboden zu rechnen und zwar mit nur ziemlich nassem Boden (Fall 2, Tabelle I), wenn der Aussenwasserstand langsam steigt und fällt, der Füllboden hinter der Wand wasser-durchlässig und die Wand mit Abzugslöchern für das austretende Grundwasser versehen ist. Mit ganz nassem Boden, Fall 3 der Tabelle I bis IV, ist zu rechnen, wenn nach hohem Aussen- und Grundwasserstande das Aussenwasser schnell fällt, der Boden aber immerhin ein teilweises Absickern des Wassers ermöglicht. Fall 4, Tabelle I bis IV kann nur bei schlechtem wasser-durchlässigem Hinterfüllungsboden in Erscheinung treten, wenn nach hohem Aussen- und Grundwasserstande das Aussenwasser schnell fällt, im Füllboden aber das Wasser von diesem zurückgehalten wird. Die Werte Fall 4 werden vorwiegend nur zur Ableitung der Werte Fall 5 benutzt.

Beispiele Tabellen I bis IV; Wand vertikal, Hinterfüllung horizontal, Erddruck über Wasser.

1. Eine Wand von 5 m Höhe ist mit gutem Boden hinterfüllt. Es ist weder Aussenwasser, noch Grundwasser vorhanden. Der Boden wird höchstens erdfeucht werden oder er bleibt trocken. In letzterem Zustande nimmt der Boden Kohäsion an; er wird etwas fest. Der Erddruck fällt ganz klein aus. Der schwach feuchte Zustand Fall 1 Tabelle I kommt hier also allein in Frage, da derselbe in diesem Fall den grösseren Erddruck liefert.

Die Wand bestehe aus Mauerwerk.

Annahme a. Winkel β sei gleich $\frac{2}{3} \varphi$. Für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ erhalten wir

$$E = 167 h^2 \text{kg und für } h = 5 \text{ m}$$

$$E = 167 \cdot 5 \cdot 5 \text{ kg} = 4175 \text{ kg.}$$

Annahme b. Der Reibungswinkel zwischen Boden und Wand β sei so gross wie zwischen Boden und Boden, d. h. es sei $\beta = \varphi$; das würde zwar in diesem Fall keinen wesentlich kleineren Wert für E ergeben; es wird aber, wenn man in der graphischen Ermittlung der Kräfte $\beta = \varphi$ aufträgt, die Wand auf Umkippen sich doch geringer beansprucht erweisen, als bei $\beta < \varphi$. Weniger der Erddruck im Ganzen als dessen Horizontalkomponente kommt nämlich für das Kippmoment in Frage. Die Horizontalkomponente des Erddruckes wird bei $\beta = \varphi$ nämlich etwa um $\frac{1}{10}$ kleiner als bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$.

Beabsichtigt man den Erddruck als ein Dreieck zur Veranschaulichung zu bringen, dann verfähre man wie folgt. Nach Spalte h der Tabelle I ist $s = 334 h \text{ kg}$; vergl. Fall 1 für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$. Hier ist $h = 5 \text{ m}$ und $s = 334 \cdot 5 \text{ kg} = 1670 \text{ kg}$.

Als Massstab für die Auftragung von s wählt man nach den Angaben S. 52 etwa $1 \text{ mm} = 50 \text{ kg}$. Mithin ist $s = \frac{1670}{50} = 33,4 \text{ mm}$ zu zeichnen.

Die Grösse $33,4 \text{ mm}$ wird nur aufgetragen, nicht in die Zeichnung eingetragen. Die längs der Ordinate s einzuschreibende Zahl s ist 1670 kg . So verfährt man ja auch bei anderen Zeichnungen. Man schreibt z. B. nicht bei Aufzeichnungen im Massstabe $1 : 100$ als Gebäudelänge 15 cm ein, d. h. die wirkliche Länge der Zeichnung, sondern 15 m , die wirkliche Länge des Gebäudes.

Es sei die Grösse des Erddruckes E für 1 lfdm. Wand aus dem dargestellten Erddruck-Dreieck abzuleiten. Man bildet dann den Inhalt I des Dreiecks. Es ist

$$E = I = \frac{b \cdot h}{2} \text{ hier } = \frac{s \cdot h}{2} = \frac{1670 \text{ kg/qm} \cdot 5}{2}$$

$$E = 4175 \text{ kg/qm, vergl. dieselbe Zahl oben.}$$

Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass die Ordinate s des Erddruck-Dreiecks jeweils den Druck auf die Flächeneinheit der

Wand und zwar hier auf 1 qm Wandfläche bezüglicher Tiefe darstellt. Das ist so zu verstehen, dass der Mittelpunkt des bezüglichen Quadratmeters Wandfläche sich in jener Tiefe h unter Füllboden-Oberfläche befindet, für welche die Grösse der Ordinate s ermittelt ist.

Die in der Physik neuerdings gebräuchliche Bezeichnungweise würde lauten:

$$E = i \frac{h(m^1) \cdot s (\text{kg}^1 m^{-2})}{2} = i \frac{hs}{2} (\text{kg}^1 m^{-1}) = i \frac{hs}{2} \text{ kg lfdm.}$$

Darin bedeutet m^{-2} ein Wert genommen für 1 qm und m^{-1} ein Wert verstanden für 1 lfdm Wand.

2. Enthält der Boden noch mehr Bindestoff, als hier vorausgesetzt ist, etwa $\frac{2}{3}$ Sand und $\frac{1}{3}$ Thon oder Beimischungen von Humus, dann kann nach Tabelle II der Erddruck unter obigen Verhältnissen noch geringer ausfallen. Fall 2, Tabelle II, zeigt für $\beta = \frac{2}{3} \varphi = 30^\circ$

$$E = 126 h^2 \text{ kg.}$$

Mithin für 5 m Wand- und Bodenhöhe:

$$E = 126 \cdot 25 \text{ kg} = 3150 \text{ kg auf 1 m Wandlänge.}$$

3. Eine Uferwand stehe an einem Gewässer, welches gelegentlich die Wand und das hinten belegene Gelände überschwemmt. Das Wasser sinke hernach nur langsam ab. In diesem Fall hat durchlässiger Boden hinreichend Zeit, den grösseren Teil seines Wassergehaltes zu verlieren, bis das Aussenwasser einen tiefen Stand erreicht hat. Es sei nun untersucht, wie gross sich der Erddruck für verschiedene Bodenarten unter diesen Umständen stellt.

a) Zur Hinterfüllung sei reiner Sand verwendet.

In diesem Fall sickert das während der Überflutung in den Boden eingedrungene Wasser ganz ab, so dass der Sand nach einiger Zeit oben nur noch schwach feucht und nur unten noch ganz nass ist. Der Erddruck wird somit zwischen den beiden Fällen 2 und 3, Tabelle III, liegen, also zwischen $E = 178 h^2 \text{ kg}$ und $283 h^2 \text{ kg}$. Man wird mit einem mittleren Werte $E = \frac{178 + 283}{2} = 230 h^2 \text{ kg}$ zu rechnen haben.

Bei 5 m Höhe der mit reinem Sand hinterfüllten Wand erhalten wir dann:

$$E = 230 \cdot 5^2 \text{ kg} = 5750 \text{ kg/lfdm}$$

Für die Basis des aufzutragenden Erddruck-Dreieckes $s = 2 i h$ kg wird, hier $2 i = 2 \cdot 230 = 460$, also

$$\begin{aligned} s &= 460 h \text{ kg} \text{ oder für } h = 5 \text{ m} \\ s &= 2300 \text{ kg/qm.} \end{aligned}$$

β) Ist unter vorliegenden Verhältnissen nicht der leicht austrocknende Sand, sondern Dammerde verwendet, dann ist zu erwarten, dass nach Absinken des Hochwassers die Dammerde oben noch ganz nass und unten gesättigt nass sein wird. Die Dammerde hält das Wasser mehr zurück. Wir haben aus den Werten Fall 3 und 4, Tabelle II, mithin ein Mittel zu bilden.

Es wird:

$$E = \frac{223 + 302}{2} h^2 \text{ kg} = 262 h^2 \text{ kg/lfdm.}$$

Hier haben wir den Beiwert $i = 262$ gegenüber $i = 230$ bei reinem Sand, Fall a.

γ) Noch schlimmer gestalten sich die Verhältnisse für Lehm Boden. Ausgetrocknet steht der Lehm Boden in steiler Wand. Nach einer längeren Überflutung bleibt derselbe mit Wasser ganz gesättigt. Sinkt das Wasser also ab, dann wird Fall 4 bei Lehm Boden hinterdrein vorliegen. In diesem Fall kann der Erddruck mithin bis zum Werte $E = 507 h^2 \text{ kg}$, Tabelle IV, sich steigern. Das ist mehr denn doppelt so viel als bei Sandboden. Lehmiger Boden ist also als Hinterfüllung sehr gefährlich, wofern ein Aufweichen desselben durch Überflutung oder eindringendes Grundwasser möglich ist.

4. Der Sandboden ist aber nicht immer besser als ein dichter Boden, da derselbe dem Eindringen des Wassers keinen Widerstand entgegen stellt. Eine kurze, sehr schnell vorübergehende Überflutung kann den Sand ganz durchnässen und für ihn höhere Werte des Erddruckes veranlassen, während die kurze Spanne Zeit vielleicht nicht ausgereicht haben würde, ein Eindringen des Wassers in dichteren Füllboden zu erzwingen. Es wird also in vielen Fällen bei Verwendung von Sandboden als

Füllmittel ratsam sein, den Sand oben durch dichten Boden, z. B. durch Thonboden gut abzudecken, damit nicht bei starkem Regen zuströmendes Tagewasser oder bei Seegang das Wasser der überstürzenden Welle zu bequemen Zutritt zum sandigen Füllboden findet. Es muss vielmehr an der Oberfläche auf einer dichten Abdeckung zum Abfluss gebracht werden.

5. Gegeben ein schlammiger Boden von $\gamma' = 1800$ kg Gewicht, welcher wie Lehmboden einen natürlichen Böschungswinkel von 17 Grad zeigt.

Für Bodenarten von gleichem Böschungswinkel φ verhält sich die Grösse des Erddruckes einfach wie das Bodengewicht. Für gesättigt nassen Lehmboden, Tabelle IV, Fall 4, ist $\varphi = 17^\circ$; $\gamma'' = 2040$ und $E = 507 h^2$ kg bei $\beta = \frac{2}{3}\varphi$. Mithin ist für unseren Schlamm Boden

$$E = \frac{\gamma'}{\gamma''} \cdot 507 h^2 \text{ kg} = \frac{1800}{2040} 507 h^2 \text{ kg}$$

$$E = 447 h^2 \text{ kg.}$$

6. Gegeben ein Boden, welcher wie Wasser fast horizontal ausläuft und als Bodengewicht $\gamma = 1400$ aufweist. In diesem Fall bleibt der Erddruck etwas unter dem Wert:

$$E = \frac{\gamma}{2} h^2 \text{ kg.}$$

$$E < 700 h^2 \text{ kg.}$$

§ 11. Werte des aktiven Erddruckes bei geböschter Hinterfüllung.

a) Interpolationen und Beispiele zu Tabelle V:

Erddruck über Wasser, Wand vertikal.

Geböschte Hinterfüllung oben unbegrenzt hoch.

Der Erddruck nimmt bei einer geneigten oberen Begrenzung der Hinterfüllung gegenüber horizontaler Hinterfüllung zu und zwar bei flachen Böschungen langsam, und bei Böschungen, welche dem natürlichen Böschungswinkel nahe kommen, sehr schnell.

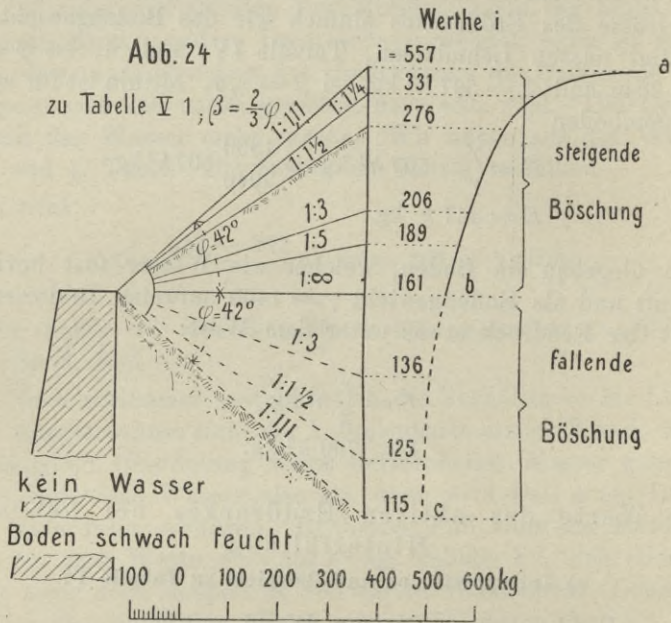
Zwischenwerte, welche in der Tabelle V, 1, nicht enthalten sind, findet man durch Interpolation unter Benutzung der Abb. 24.

Die punktiert gezeichneten horizontalen Ordinaten der Kurve abc zeigen die Werte i der Formel Erddruck $E = ih^2$ kg an. Die ermittelten Werte i sind beigefügt.

Die Zwischenwerte sind unter Benutzung des in Abb. 24 gegebenen Massstabes abzugreifen.

Der Zweig a b der Kurve bezieht sich auf die hinter der Wand ansteigenden Böschungen, die Ordinate bei b auf eine horizontale Hinterfüllung und der Ast bc der Kurve auf die hinter der Wand abfallend geböschten Hinterfüllungen.

Die in Abb. 24 aufgetragenen Werte sind für schwach feuchten Boden berechnet. Die in Tabelle V unter 2 für ziemlich nassen



Boden angegebenen Beträge fallen etwa 1,45fach grösser aus als die Werte i in Abb. 24.

Es fällt zunächst auf, dass sich in Tabelle V bei grösseren Werten β höhere Werte des Erddruckes ergeben, als bei kleinen Werten β ; z. B. bei 1 Fall b, für $\beta = \frac{2}{3}\varphi - E = 181 h^2 \text{ kg}$ und für $\beta = \frac{2}{3}\varphi - E = 189 h^2 \text{ kg}$. Die weitere Untersuchung zeigt, dass die Horizontalkomponente des Erddruckes für die Böschung $1:n = \tan \varphi$ für $\beta = 0$ oder für die Werte $\beta = \frac{1}{3}\varphi, \frac{2}{5}\varphi$ oder φ jeweils denselben Wert besitzt. Die Grösse der Horizontalkom-

ponente des Erddruckes wird in diesem Fall unabhängig von der Grösse des Winkels β .

Die steigende Böschung der Neigung $1 : 1\frac{1}{2}$ giebt etwa 1,6mal grösseren Erddruck als eine oben horizontal abgegliche Hinterfüllung.

Hierbei wird für $h = 5$ m und $\beta = \frac{2}{3}\varphi$ z. B.

$$E = 276 h^2 \text{ kg} = 276 \cdot 5^2 = 6900 \text{ kg.}$$

Eine Hinterfüllung der Wand, welche von Oberkante Wand nach hinten unter der Neigung $1 : 1\frac{1}{2}$ nicht steigt, sondern fällt, liefert hingegen nur den Erddruck:

$$E = 115 h^2 \text{ kg; mithin für } h = 5 \text{ m}$$

$$E = 115 \cdot 5^2 = 2875 \text{ kg.}$$

Für eine von der Wandrückseite nach der natürlichen Böschungsneigung φ ansteigende Böschung erreicht der Gleitwinkel den Kleinstwert $\omega = \varphi$. Der Schnittpunkt C, Abb. 22, S. 56, fällt dann in die Unendlichkeit. Trotzdem lässt sich das Dreieck CJM, dessen Fläche den Erddruck im Verfahren Rebhann darstellt, konstruieren, da AC und BD bei $\omega = \varphi$ parallel verlaufen. Die Höhe $CF = AL$, Abb. 22, lässt sich mithin auch bei A in der Zeichnung messen und daselbst die Konstruktion des Dreiecks CJM vornehmen.

b) Die Hinterfüllung zeigt eine Böschung begrenzter Höhe.

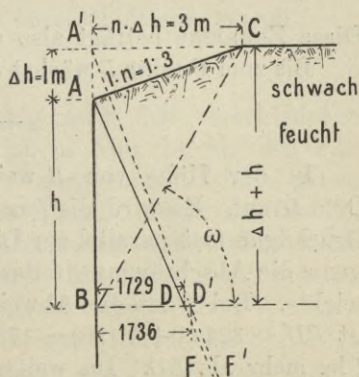
Bei begrenzter Höhe der geböschten Hinterfüllung wächst der Erddruck mit der Tiefe nur bis zu einer beschränkten Wandhöhe h linear. Hernach nimmt der Erddruck langsamer zu, wofern die Böschung oberhalb Δh sich abflacht oder eine horizontale Begrenzung folgt.

Der Punkt B, bis zu welchem die Tabelle V Gültigkeit besitzt, findet sich durch Eintragung der Hauptgleitebene CB von C aus unter Benutzung des Winkels ω der Tabelle. Dabei ist C der Knickpunkt im Profil der Hinterfüllung.

Die Höhe h ermittelt sich,

Möller, Erdtafeln.

Abb. 25



wie soeben angegeben, aus der Zeichnung oder trigonometrisch wie folgt:

Die Horizontalprojektion der Böschung ist $n \cdot \Delta h$; ferner ist

$$\frac{\Delta h + h}{n \cdot \Delta h} = \operatorname{tag} \omega.$$

$$h = n \cdot \Delta h \cdot \operatorname{tag} \omega - \Delta h.$$

Beispiel: Nach Tabelle V ist für schwach feuchten Boden und

$$1 : n = 1 : 3, \quad \omega = 60^\circ.$$

Es sei

$$\Delta h = 1 \text{ m}$$

$$h = 3 \cdot 1 \cdot \operatorname{tag} 60 - 1 = 3 \cdot 1,732 - 1$$

$$h = 4,196 \text{ m.}$$

Nach der Tabelle V ergibt sich unter 1 c:

$$s = 412 \text{ h kg.}$$

Hier also

$$s = 412 \cdot 4,196 \text{ kg}$$

$$s = 1729 \text{ kg.}$$

Wäre der Füllboden horizontal abgeglichen und reichte derselbe nur bis Oberkante Wand, d. h. bis A , dann hätte s in Höhe B nur den Wert $s = 334 \text{ h kg}$, $s = 334 \cdot 4,196 = 1402 \text{ kg}$.

Durch die nach dem Verhältnis 1:3 ansteigende Böschung ist also der Erddruck auf ein m faches gestiegen. Es ist

$$m = \frac{1729}{1402} = 1,23.$$

Diese Zunahme beträgt also etwa $\frac{1}{4}$.

Bis zum Punkte B wächst die Ordinate s linear nach der Formel

$$s = 412 \text{ h kg.}$$

In der Höhe von B weist die Druckfigur einen Knick am Orte D auf. Es wird die fernere Strecke DF der Begrenzung der Druckfigur fast parallel zur Linie $A'F'$, welche sich ergeben würde, wenn die Abschrägung AC des Füllbodens fehlte und dieser bis A' reichte. Bei B ist die Abweichung der Linie schon gering. Es ist $BD' = 334(1 + 4,196) = 1736 \text{ kg}$. Das sind nur $1736 - 1729 = 7 \text{ kg}$ mehr als BD . Im weiteren Verlauf nähert sich DF der geraden Linie $A'F'$ asymptotisch.

§ 12. Interpolationen und Beispiele zu den Tabellen VI u. VII für den aktiven Erddruck über Wasser bei geneigter Wand und für den Fall $\beta = \frac{2}{3}\varphi$.

a) Füllboden ziemlich nass, oben horizontal, Tabelle VI.

Die drei ersten Werte der Tabelle a bis c, vergl. auch die gleichen Bezeichnungen in der Abb. 26, S. 68, bieten den Fall einer hinten nach abwärts verstärkten schrägen Wand. Es stützt sich der Boden auf den Rücken der Wand. Der Erddruck fällt daher gross aus, weil die Vertikalkomponente desselben bedeutend zunimmt. Der Erddruck ist jedoch stark abwärts geneigt. Die Horizontalkomponente Ex , welche ein Kippen der Wand erstrebt, erfährt dabei nur einen mässigen Zuwachs; vergl. nachfolgendes Beispiel.

Die Horizontalkomponente des Erddruckes Ex beträgt: bei vertikaler Wand, Tabelle I, Fall 2, oder Tabelle VI d

$$Ex = 240 \cos 22^\circ h^2 \text{ kg}$$

$$Ex = 222,5 h^2 \text{ kg,}$$

bei einer 3:1 geneigten Wand, VI a

$$Ex = 388 \cos (22 + 18^\circ 30') h^2 \text{ kg}$$

$$Ex = 295 h^2 \text{ kg.}$$

Die Horizontalkomponente Ex ist bei der schrägen Wand nur um 295 — 222,5, das ist etwa $\frac{1}{4}$ grösser als bei der vertikalen Wand.

Der Wert d der Tabelle VI bezieht sich auf die vertikale Wand, vergl. auch Tabelle I, Fall 2.

Die Fälle e bis l gelten für die unterschrittene Wand.

Zwischenwerte zu Tabelle VI.

Die Veränderlichkeit der Werte i nach den verschiedenen Neigungs-Verhältnissen der Wand ist in Abb. 26 für den Fall $\beta = \frac{2}{3}\varphi = 22^\circ$ dargestellt. Die von O ausgehenden Linien geben die Lage der Wand-Rückseite an. Die Werte i , jeweils am Schnittpunkt dieser Neigungslinien mit der Horizontalen normal zu dieser nach unten aufgetragen, ergeben durch die Lage ihrer unteren Endpunkte eine Kurve abc , deren Ast ba zu unendlichen Werten i führt, während der Ast bc bei einer Neigung der unterschrittenen Wand, welche der natürlichen Böschung des Bodens entspricht, schliesslich den Wert $i = 0$ erreicht. Mit Hilfe dieser Kurve sind

$i=490$ ergibt. Der Erddruck ermittelt sich mithin in diesem Fall zu $E=490 h^2 \text{ kg}$ und für die Wandhöhe $h=4 \text{ m}$

$$E=490 \cdot 4^2=7840 \text{ kg.}$$

Beispiel 2. Die Rückseite einer Wand ist nach der Neigung 10:1 unterschritten. Es liegt Fall e, Tabelle VI vor. Für $\beta=\frac{2}{3}\varphi$ ist $E=205 h^2 \text{ kg}$; für $h=4 \text{ m}$ wird $E=205 \cdot 4^2 \text{ kg}=3280 \text{ kg}$.

Beispiel 3. Eine Uferstrecke wird nach der Neigung 1:1 bei trockener Witterung geböscht und mit einer massiven Schutzdecke aus Beton oder Stein versehen. Der Boden werde bei anhaltendem Regen in ganzer Tiefe ziemlich nass. Es wird alsdann der Uferschutz einem Erddruck ausgesetzt sein, welcher sich nach Fall l, Tabelle VI ermittelt zu:

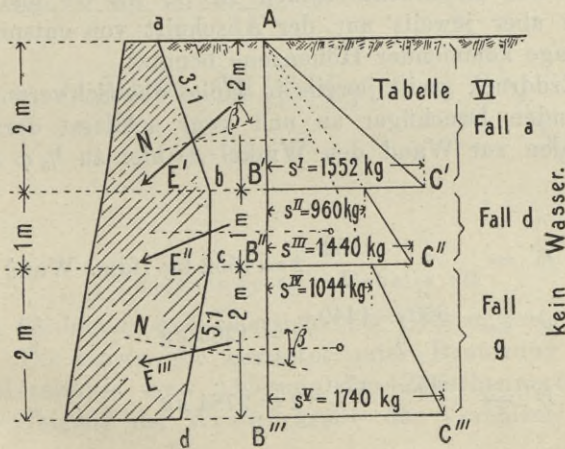
$$E=24 h^2 \text{ kg}$$

oder bei $h=6 \text{ m}$ vertikaler Abmessung der Uferhöhe

$$E=24 \cdot 6^2=864 \text{ kg.}$$

Dem Uferdeckwerk ist nur ein solches Gewicht zu geben, dass die Resultierende aus dem Erddruck und der massiven Abdeckung

Abb. 27



nicht nach aussen aus dem Deckwerke heraustritt, sondern der Sicherheit halber sich noch nach einwärts, d. h. nach unten gegen das unten liegende Erdreich kehrt.

Beispiel 4. Zusammengesetzter Fall; vergl. Abb. 27.

Die Rückseite einer Wand zeigt verschiedene Neigungen. Es ergeben sich mehrere Werte der Ordinate s , welche der Unterscheidung halber s' , s'' etc. genannt sind. Sie entsprechen aber alle den Werten s der Tabelle VI.

Oberer Teil, Neigung 3:1, Fall a; $\beta = \frac{2}{3} \varphi$.

$$s^I = 776 h \text{ kg, hier } h = 2 \text{ m } s^I = 776 \cdot 2 = 1552 \text{ kg.}$$

Vertikaler Teil, Fall d.

Bei Punkt b der Abb. 27:

$$s^{II} = 480 h \text{ kg; } h = 2 \text{ m, also } s^{II} = 480 \cdot 2 = 960 \text{ kg.}$$

Für Punkt c folgt, da

$$h = (2 + 1) \text{ m, } s^{III} = 480 \cdot 3 = 1440 \text{ kg.}$$

Unterschnittener Teil, Fall g.

Für Punkt c folgt, da

$$h = 3 \text{ m, } s^{IV} = 348 \cdot 3 = 1044 \text{ kg}$$

und für Punkt d

$$s^V = 348 \cdot 5 = 1740 \text{ kg.}$$

Die einzelnen Abschnitte werden also sämtlich so berechnet, als setzten sie sich bis zur oberen Begrenzung der Hinterfüllung fort. Von den Erddruckdreiecken $AB'C'$, $AB''C''$ und $AB'''C'''$ wird dann aber jeweils nur der Abschnitt von entsprechender, hier in Frage kommender Höhenzone benutzt.

Der Erddruck greift jeweils in Höhe des Schwerpunktes der entsprechenden Druckfigur an und zwar schliesst derselbe mit der Normalen zur Wand den Winkel β , hier zu $\frac{2}{3} \varphi$ angenommen, ein.

Es ist

$$E' = \frac{1552}{2} \cdot 2 = 1552 \text{ kg lfdm. Wand}$$

$$E'' = \frac{960 + 1440}{2} \cdot 1 = 1200 \text{ kg " "}$$

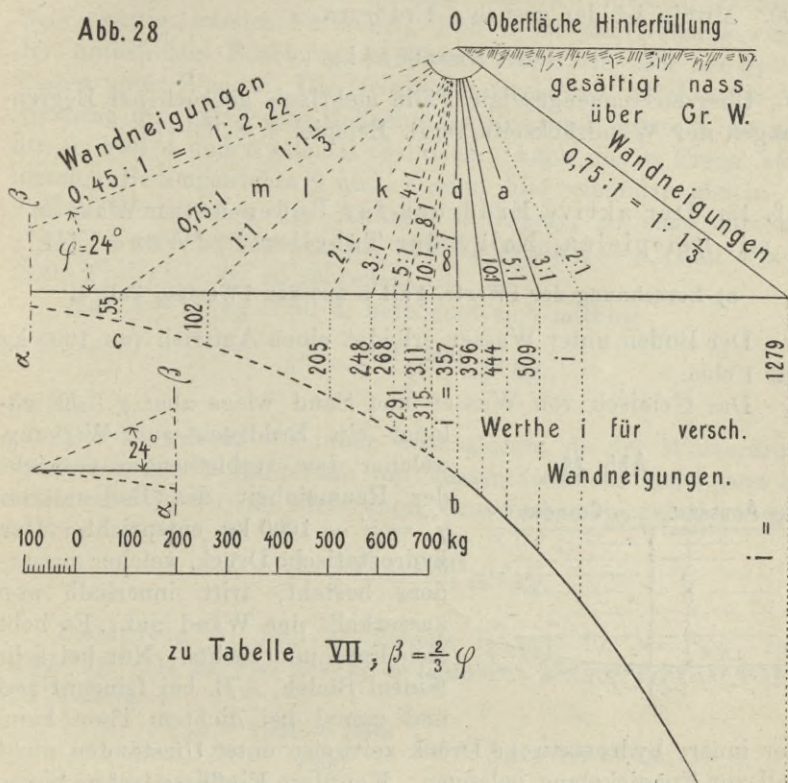
$$E''' = \frac{1044 + 1740}{2} \cdot 2 = 2784 \text{ kg " "}$$

b) Füllboden gesättigt nass, oben horizontal, Tabelle VII hydrostatischer Druck nicht vorhanden; $\beta = \frac{2}{3} \varphi = 16^\circ$.

Es sind wieder dieselben Fälle zu unterscheiden, wie in Abb. 27 und in Tabelle VI, vergl. hier Abb. 28, Fall a—c; die

sich nach unten und hinten verstärkende Wand, dann d die vertikale Wand und Fall e bis l die unterschrittene Wand.

Abb. 28



Zwischenwerte zu Tabelle VII.

Abb. 28 bietet eine Übersicht der Grössenwerte i des Erddruckes. Die Kurve abc gestattet unter Benutzung des beigegeführten Massstabes eine Ablesung von Zwischenwerten. Es ist z. B. als Neigung der Wandrückseite das Verhältnis 2:1 einge-

Bemerkung: Bei der graphischen Untersuchung nach Rebhann, S. 55, ist zu beachten, dass hier bei $\alpha = 90 - \beta = 90 - 16^\circ = 74^\circ$ der Winkel η zu Null wird und dass bei $\alpha < 74^\circ$ der Winkel η negativ ausfällt. Es wird dann, wie S. 69 hervorgehoben ist, die Winkelgrösse nicht rechts, sondern links an Lot CF Abb. 22, S. 56 angetragen.

tragen und am Fusspunkt dieser Linie die Ordinate i als Lot errichtet. Dieser Wert i ist aber nicht besonders berechnet. Am Kräftemassstab abgelesen ergibt sich nun aber für i die Zahl 600. Mithin ist der gesuchte Erddruck

$$E = 600 h^2 \text{ kg.}$$

Über zusammengesetzte Fälle mehrfach gebrochener Begrenzungen der Wandrückseite vergl. Beispiel 4, S. 69–70.

§. 13. Der aktive Erddruck für Boden unter Wasser, mit Beispielen. Fall 5 der Tabellen I–IV und VIII.

a) Berechnung der i Werte, Fall 5 aus den i Werten, Fall 4.

Der Boden unter Wasser erleidet einen Auftrieb von 1000 kg auf 1 cbm.

Das Gemisch von Wasser und Sand wiege aber γ' . Es gelangt ein Erddruck zur Wirkung, welcher dem verbleibenden Gewicht der Raumeinheit des Bodens von $\gamma'' = \gamma' - 1000 \text{ kg}$ entspricht. Der hydrostatische Druck, welcher ausserdem besteht, tritt innerhalb und ausserhalb der Wand auf. Es hebt sich links und rechts. Nur bei sehr feinem Boden, z. B. bei feinem Sand und zumal bei dichtem Thon kann

der innere hydrostatische Druck zeitweise unter Umständen nicht voll zur Entwicklung gelangen. Kapillare Einflüsse treten hinzu.

Es wirkt also von innen nach aussen:

$$\begin{array}{l} \text{der Wasserdruck } W \leq 500 h^2 \text{ kg} \\ \text{ferner der Erddruck} = E \\ \text{zusammen} \leq 500 h^2 \text{ kg} + E \end{array}$$

und von aussen der Wasserdr. $500 h^2 \text{ kg}$. Dies abgezogen verbleibt ein Überdruck $\leq E$ von innen nach aussen wirkend.

Man wird aber doch mit dem vollen Betrage E , hier E''' genannt, rechnen, solange nicht für den Sonderfall durch That-sachen erwiesen ist, dass der Wert wirklich kleiner wird als E .

Die Grösse des Erddruckes E''' , Fall 5, in Abb. 1, Tabelle I berechnet sich nun für alle Tabellen I bis IV und VIII durch

Abb. 29



nachstehende einfache Umrechnung aus den entsprechenden Werten Fall 4 der Tabellen I bis IV wie aus den Werten der Tabelle VII, welche nur den Fall 4, d. h. gesättigt nassen Füllboden behandelt. Bei gesättigt nassem Füllboden, Fall 4, ist der Neigungswinkel der natürlichen Böschung φ ebenso gross wie hier bei Fall 5, Boden unter Wasser. Die Grösse des Dreieckes, welches bei Anwendung des Verfahrens Rebhann den Erddruck darstellt, ist mithin in Fall 4 und 5 allemal identisch. Auch die in Frage kommenden Bodengewichte γ und γ' sind hier einander gleich. In Fall 5 kommt aber der Auftrieb in Abzug; so dass dort mit $\gamma' = \gamma - 1000$ zu rechnen ist, welches wegen $\gamma = \gamma'$ (Fall 4 u. 5) auch $\gamma'' = \gamma - 1000$ zu schreiben ist.

Aus $E - ih^2$ kg, Fall 4, berechnet sich mithin:

$$E''' = \frac{\gamma - 1000}{\gamma} ih^2 \text{ kg}$$

für Fall 5.

Der Überdruck von innen wird mithin, da der Wasserdruck von innen den Wasserdruck von aussen vielleicht nicht ganz erreicht und da wir die Tiefe unter Grundwasserspiegel h' genannt haben:

$$E''' \leq \frac{\gamma' - 1000}{\gamma} ih'^2 \text{ kg.}$$

Beispiele: 1. Fall 4, Tabelle I, sagt für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$, $E = 356 h^2$ kg. Da ist $\gamma = 1900$ kg aufgeführt. Mithin wird im Fall 5 der Tabelle I

$$E''' = \frac{1900 - 1000}{1900} \cdot 356 h^2 \text{ kg} = 169 h^2 \text{ kg.}$$

Im Gegensatz zu den Verhältnissen über Wasser haben wir in Abb. 1, Tabelle I, und hier in Abb. 29 die Höhelage eines Punktes unter dem Aussen- und Grundwasserstande mit h' bezeichnet. Wir erhalten also:

$$E''' \leq 169 h'^2 \text{ kg.}$$

Vergl. auch Fall 5, Tabelle I.

Ebenso ist bei Ableitung der Werte Fall 5 für die anderen Tabellen II, III und IV wie für Tabelle VIII verfahren.

2. Fall i Tabelle IV findet sich z. B. aus Tabelle VII durch Beachtung des Auftriebes

$$E''' \leq \frac{1900 - 1000}{1900} \cdot 248 h'^2 \text{ kg}$$

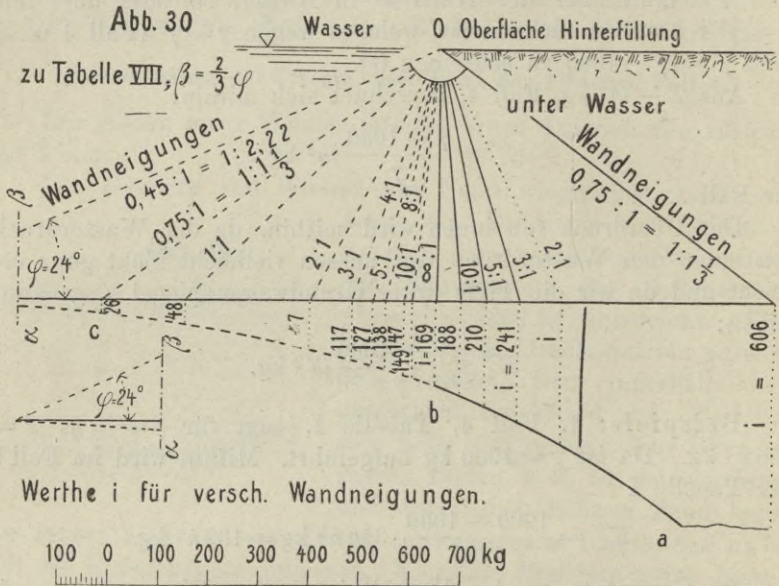
vergl. Fall *i*. Tabelle VII, giebt hier

$$E''' \leq 117 h'^2 \text{ kg,}$$

vergl. Fall *i*, Tabelle VIII.

b) Interpolation und Beispiele zu Tabelle VIII.

Die Tabelle VIII bezieht sich auf Boden unter Wasser und auch wieder auf verschiedene Neigungen der Wandrückseite. Guter Füllboden ist vorausgesetzt, die Abb. 30 zeigt das Gesetz einer



Variation des Erddruckes als Überdruck gegen Aussenwasser unter obigen Verhältnissen für den Fall $\beta = \frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} \cdot 24 = 16^\circ$.

Beispiel 1. Will man für eine Wandneigung, welche in der Tabelle nicht aufgeführt ist, den bezüglichen Wert bestimmen, z. B. für die Neigung 2:1, dann konstruiere man in Abb. 30 am Fusspunkt der von 0 aus gezogenen Neigungslinie 2:1 die Ordinate *i* als Lot und lese den Wert von *i* am Kräftemaßstab ab. Es findet sich $i = 290$. Mithin ist

$$E''' \leq 290 h'^2 \text{ kg und für } h' = 4 \text{ m, z. B.}$$

$$E''' \leq 290 \cdot 4 \cdot 4 \leq 4640 \text{ kg.}$$

Über negative Werte von η bei $\alpha < 74^\circ$, vergl. die Bemerkung S. 71.

Beispiel 2. Gegeben ein Ufer mit der Neigung $1:1\frac{1}{3}$ oder $0,75:1$. Es ist der Erddruck zu bestimmen, welcher gegen die Uferabdeckung wirkt, wenn das Ufer bis zur Oberkante unter Wasser steht. Gewöhnlicher Füllboden vorausgesetzt. Es liegt Fall m vor. Es sei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ gewählt.

$E'' \leq 26 h'^2$ kg und bei $h' = 4$ m vertikaler Abmessung des Ufers.

$$E''' \leq 26 \cdot 4 \cdot 4 \leq 416 \text{ kg.}$$

c) Das Aussenwasser stehe höher oder tiefer als Wand-Oberkante und Füllboden-Oberfläche.

α) Wenn das Wasser höher steht, also beide sowohl die Wand wie der abgestützte Boden sich vollständig unter Wasser befinden, dann kommt auch wieder nur die Wandhöhe h' , Abb. 31 in Frage. Der Wasserdruck vor der Wand hebt sich mit dem Wasserdruck hinter der Wand auf. Es verbleibt wieder der Wert des Erddruckes Fall 5 der Tabellen I bis IV und VIII.

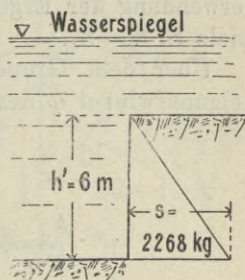
Beispiel: Es sei die Wand vertikal; vergl. Abb. 31 und $h = 6$ m. Reiner Sandboden, wie diesen Tabelle III voraussetzt, liege vor. Unter Fall 5 steht da bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$; $E \leq 189 h'^2$ kg.

$$E \leq 189 \cdot 6^2 \text{ kg} = 6804 \text{ kg} \text{ und } s \leq 378 \cdot 6 = 2268 \text{ kg.}$$

β) Bleiben aber Aussenwasser und Grundwasser unter der Oberfläche des Füllbodens, dann ergibt sich für den Wandteil unter Wasser ein zusammengesetzter Erddruck. Es tritt zu der Druckfigur, Dreieck Fall 5, ein Rechteck hinzu, dessen Breite s' im folgenden Abschnitt § 14, S. 76 ermittelt wird. In den Tabellen giebt der Fall 6 die Grösse dieser Ordinate s' , d. h. die Breite dieses Rechteckes an. Das Rechteck, vergl. Abb. 1, Tabelle I, veranschaulicht denjenigen Teil des Erddruckes auf den Wandteil unter Wasser, welcher durch das Gewicht des Bodens über Wasser auf dem Boden unter Wasser bedingt ist.

γ) Steht zudem das Grundwasser hinter der Wand höher

Abb. 31 III 5



als das Aussenwasser, dann liegt hydrostatischer Überdruck, mit- hin Fall 7 der Tabellen vor. Vergl. hier § 16, S. 87.

d) Der hydrostische Druck verkehrt sich in einen negativen Druck, einen Unterdruck, wenn bei schnell steigendem Aussen- wasser dieses zeitweise höher steht als das Grundwasser hinter der Wand; vergl. § 17, S. 91.

§ 14. Ableitung des aktiven Erddruckes für den Wand- teil unter Wasser bei Boden über und unter Wasser. Fall 6 der Tabellen I u. IV, wie Fall 6 u. Bemerkung Tab. VIII.

a) Das Aussenwasser liegt mit dem Grundwasser in gleicher Höhe; beide tiefer als Geländeoberfläche.

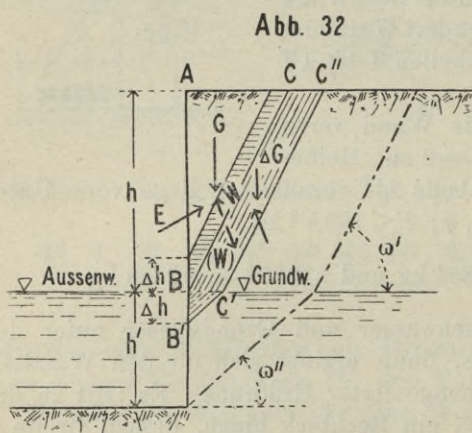
Zunächst sei die theoretische Ableitung mitgeteilt. Für die Verwendung der Ergebnisse genügt aber die Durchsicht der Bei- spiele S. 80—87.

Über dem Grundwasser- und Aussenwasser-Spiegel ist der Neigungswinkel φ der natürlichen Böschung meistens grösser als

unter dem Grundwas- ser-Spiegel. Daher ist über dem Wasser auch der Gleitwinkel ω' viel- fach grösser als der Gleitwinkel ω'' unter Wasser. In Tabelle I ist z. B. bei Fall 1 über Wasser der Winkel ω , hier ω' genannt, gleich 63° und in Fall 6 da- selbst ω , hier ω'' ge- nannt, gleich $52\frac{1}{2}^\circ$.

Dieser Umstand be- dingt, dass in Höhe des Wasserspiegels, wo

der Gleitwinkel sich meistens plötzlich ändert, die Ordinate s der Erddruckfigur dann einen Sprung macht: vergl. Abb. 1, Tab. I. Dort wächst in der Höhe des Grundwasserstandes die Ordinate s plötzlich von dem kleineren Werte s auf den grösseren Wert s' . Dies ist bedingt durch folgenden Umstand. Ein Wandteil der Höhe Δh erhält über dem Wasserspiegel einen Druck durch den



schmalen in der Abb. 32 horizontal schraffierten Boden-Streifen, welcher abrutschen will. Unter Wasser erleidet ein Wandteil der nämlichen Höhererstreckung Δh aber einen Erddruck, hervorgerufen durch das Bestreben des Abrutschens von dem breiten, längs schraffierten Streifen $BCB'C'C''$. Der Erddruck auf die Flächeneinheit ist unter Wasser also erheblich grösser als über Wasser und dieser Druck auf die Flächeneinheit der Wand wird eben durch die Ordinate s zur Darstellung gebracht. Mithin macht s im Spiegel des Unterwassers einen Sprung, wenn über dem Grundwasser mit kleineren Werten φ und ω gerechnet werden muss als unter Wasser.

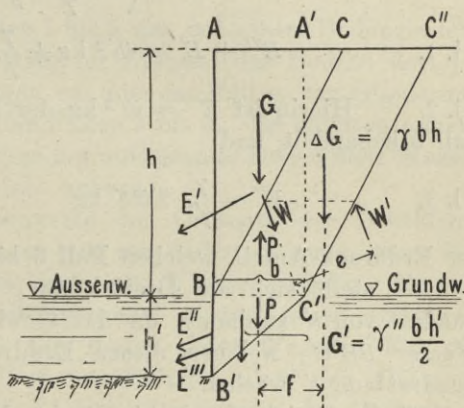
Von dem Erdkeil ABC Abb. 33 herrührend, erzeugt das Erdgewicht G den Erddruck E' und den Auflagerdruck W an der Gleitebene BC , für den Erdkeil $A'C'C''$

von gleichen Abmessungen gilt dasselbe. Mithin ist $W = W'$. Die Kräfte W und W' heben einander der Grösse nach auf; sie erzeugen nur ein Moment We am Erdkörper $BCC'C''$. Die Gleichung der Vertikalkräfte ergibt mithin für diesen Erdkörper vom Gewichte $\Delta G = \gamma bh$:

$$P = \Delta G = \gamma bh.$$

Der Erddruck gegen den Wandteil BB' wird nun durch das Abrutsch-Bestreben des Erdkeiles $BB'C'$ veranlasst, wobei die Grösse des Erddruckes proportional ist der Grösse der ganzen vertikalen Kraft ohne Rücksicht auf den Ursprung derselben. Das Gewicht des kleinen Erdkeiles ist nun $\gamma'' \cdot \frac{bh'}{2}$. Der Erddruck, den dieses Gewicht erzeugt, ist nach dem Verfahren Rebhann als Fall 5 schon in den Tabellen ermittelt und mit $E'' = ih'^2$ kg bezeichnet.

Abb. 33



Nun wächst hier aber die vertikale Kraft durch das Hinzutreten von $P = \gamma bh$ nach dem Verhältnis:

$$\frac{\frac{\gamma'' bh'}{2} + \gamma bh}{\frac{\gamma' bh}{2}} = \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma''} \cdot \frac{h}{h'} \cdot 2\right)$$

Der Erddruck gegen den Wandteil unter Wasser misst also:

$$E''' + E'' = \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma''} \cdot \frac{h}{h'} \cdot 2\right) ih'^2 \text{ kg.}$$

Gl. 1. $E''' + E'' = ih'^2 \text{ kg} + \frac{\gamma}{\gamma''} 2 ihh' \text{ kg.}$

Gl. 2. Hierin ist $E''' = ih'^2 \text{ kg}$ der Erddruck-Anteil, welchen Fall 5 behandelt, und

Gl. 3. $E'' = \frac{\gamma}{\gamma''} \cdot 2 ihh' \text{ kg}$

der Erddruck-Anteil, welchen Fall 6 bietet.

E''' stellt sich als Dreieck dar, dessen Grösse nach dem Quadrat von h' zunimmt, da das Gewicht des Erdkörpers unter Wasser $BB'C'$, welcher diesen Erddruck hervorruft, mit dem Quadrat von h' wächst.

E'' lässt sich durch ein Rechteck von der Höhe h' veranschaulichen, dessen Breite s' misst:

Gl. 4. $s' = 2 \frac{\gamma}{\gamma''} ih \text{ kg} = 2 \frac{\gamma}{\gamma' - 1000} ih \text{ kg.}$

Diese Breite der Druckfigur, vergl. das Rechteck $BDFG$ Abb. 1, Tabelle I, ist unabhängig von h' , zeigt also in jeder Tiefe den nämlichen Wert. So entsteht als Druckfigur das bezeichnete Rechteck.

Es sei noch darauf hingewiesen, dass in den Ableitungen Fall 5 und bei Ableitung der daselbst angegebenen Zahlenwerte mit dem Auftriebe des Bodens unter Wasser gerechnet worden ist; d. h. mit $\gamma'' = \gamma' - 1000 \text{ kg}$, wobei γ' das Gewicht eines Kubikmeters Boden unter Wasser einschliesslich des enthaltenden Wassers bedeutet, während γ das Gewicht eines Kubikmeters Boden über Wasserspiegel bedeutet. Für Fall 4 ist der Wert $\gamma = \gamma'$, da Fall 4 gesättigt nassen Boden voraussetzt.

Beispiele für Ermittlung der Ordinate s' .

Gegeben sei das Bodengewicht für Boden über Wasser im Mittel zu $\gamma = 1800$ kg unter Wasser $\gamma' = 1900$ kg. Es wird nun nach Fall 5, Tabelle I, für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ der Erddruck $E'' = 169 h''^2$ kg d. h. $i = 169$ und da nach S. 78, Gleichung 4:

$$s' = 2 \frac{\gamma}{\gamma' - 1000} ih = 2 \cdot \frac{1800}{1900 - 1000} \cdot 169 h \text{ kg}$$

$$s' = 676 h \text{ kg.}$$

Diese Zahl findet sich als Fall 6 bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ in der Unterabteilung 2 notiert. So sind jene Tabellenwerte, s' Fall 6, ermittelt.

Während bei den Fällen 1 bis 5 nur mit einem Bodengewicht zu rechnen war, da ein bestimmter Zustand des Bodens dort jeweils behandelt ist, gelangen wir hier im Fall 6 zur Gliederung in Unterabteilungen nach den Fällen 1 bis 4. Es kommen andere Werte γ in Frage, je nachdem der auflastende Boden über Wasser das eine oder andere Gewicht aufweist.

Der Sprung im Grössenwerte der Ordinate der Druckfigur von s auf s' im Wasserspiegel tritt nur in Erscheinung, wenn der Boden über Wasser nicht ganz mit Wasser gesättigt ist und daher einen grösseren Reibungswinkel φ und einen grösseren Gleitwinkel ω aufweist als der Boden unter Wasser. Für die Unterabteilung 4 von Fall 6 verschwindet aber der Grössenunterschied zwischen s und s' , d. h. der Sprung der Ordinate s im Wasserspiegel, denn bei Fall 4 haben wir auch über Wasser schon gesättigt nassen Boden mit demselben kleinen Reibungswinkel angenommen, wie für Boden unter Wasser. In den Tabellen bilden also die Werte Unterabteilung 4 von Fall 6 jeweils Wiederholungen der Werte s Fall 4. Vergl. z. B. Tabelle I, Fall 6. Es ist bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ unter 4 die Zahl 714 und ebenfalls oben unter Fall 4 bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ derselbe Wert aufgeführt.

Bei Ableitung des Erddruckes ist immer angenommen, dass die Hauptgleitfläche eine Ebene sei. Die genaue Richtigkeit dieser Annahme ist weder theoretisch noch durch Experiment erwiesen. Es ist wahrscheinlicher, dass die Hauptgleitebene eine kleine Krümmung besitzt; sie wird nach oben hohl gestaltet sein. Vielleicht liesse sich die genauere Gestalt der Gleitebene bestimmen, wenn man die Gleichung der Momente mit in Betracht zieht. Würde die Annahme der ebenen Gleitfläche und die Annahme des Anwachsens des Erddruckes mit zunehmender Höhe h nach dem Quadrat von h genau stimmen, dann müsste auch in unserer

Figur Abb. 33 der Gleichung der Momente am Körper $BC'C''C$ Genüge geleistet werden. Es müsste, da $P = \Delta G$ ist, sein:

$$\Delta G \cdot f = We;$$

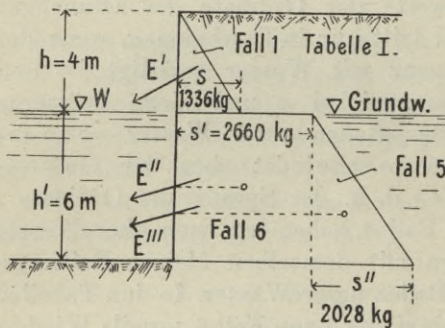
vergl. S. 77.

In zwei mit bestimmten Werten konstruierten und berechneten Beispielen fiel das Moment We aber um 11 bzw. 13% kleiner aus als das Moment ΔGf .

Vielleicht hängt dieses mit dem Umstande zusammen, dass die Hauptgleitflächen in Wahrheit nicht ganz eben und dass die hinter einander liegenden Gleitflächen vielleicht nicht ganz parallel sind. Ich habe diese Beziehung aber nicht weiter untersucht.

Beispiel a. Vergl. Abb. 34. An einem Binnensee mit unveränderlichem Wasserstande wird eine Ufermauer errichtet. Als Füllboden wird guter sandiger Boden mit etwas Bindemittel verwendet;

Abb. 34



Fällboden wird guter sandiger Boden mit etwas Bindemittel verwendet; vergl. die Verhältnisse der Tabelle I. Das Gelände ist neben der Wand abgedeckt, z. B. gepflastert oder durch Thon gegen eindringendes Regenwasser gedichtet und an der Oberfläche abgewässert. Das Gelände ist zudem flach. Der Füllboden hinter der Mauer kann also nur

schwach feucht, niemals über Grundwasser erheblich nass werden. Es kommt mithin Fall 1 der Tabelle I hier für den Boden über Grund- und Aussenwasserspiegel in Frage.

Als Erddruck über Wasser, genannt E' , ergibt sich nach Fall 1, Tabelle I, für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$.

$$E' = 167 h^2 \text{ kg}$$

und für die Höhe der hinterfüllten Wand über Grund- und Aussenwasser $h = 4 \text{ m}$ gesetzt:

$$E' = 167 \cdot 4^2 = 2672 \text{ kg} \text{ und } s = 334 \cdot 4 = 1336 \text{ kg.}$$

Der Erddruck unter Wasser, soweit er durch den Boden über Wasser veranlasst wird, E'' genannt, berechnet sich aus dem In-

halte des Rechteckes $BDFG$, Abb. 1, Tabelle I. Dabei ist nach Tabelle I, Fall 6, für Unterabteilung 1 und für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ hier $s' = 665 h \text{ kg} = 665 \cdot 4 = 2660 \text{ kg}$. Der Inhalt des Rechteckes berechnet sich zu:

$$E'' = s' h' = 2660 h' \text{ kg.}$$

Die Vertikalabmessung der Wand unter Wasser h' sei hier zu 6 m angenommen.

$$E'' = 2660 \cdot 6 = 15960 \text{ kg.}$$

Schliesslich ist noch der durch das Dreieck, Fall 5 in Abb. 34 angedeutete Erddruck zu ermitteln. Er wird

$$E''' = 169 h'^2 \text{ kg} = 169 \cdot 6^2 \text{ kg}$$

$$E''' = 6084 \text{ kg}$$

$$\text{und } s'' = 338 h' \text{ kg} = 338 \cdot 6 \text{ kg}$$

$$s'' = 2028 \text{ kg.}$$

Jeder Teilwert des Erddruckes greift an der Wand in der Höhe des Schwerpunktes der entsprechenden Druckfigur an, und unter dem Winkel $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ zur Normalen zur Wand geneigt, welche hier horizontal verläuft. Der Erddruck E' zeigt den Neigungswinkel zur Horizontalen $\beta' = \frac{2}{3} \cdot 42 = 28^\circ$. E'' wie E''' weisen den Neigungswinkel β'' bzw. $\beta''' = \frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} \cdot 24 = 16^\circ$ auf. Die Werte s werden in Kilogramm oder Tonnen in die Erddruckfigur eingetragen; vergl. Abb. 34.

Beispiel b. Vgl. Abb. 35. Zusammengesetzter Fall. Die Wand zeigt auf der Rückseite eine gebrochene Form. Strecke ab der Mauer ist vertikal, das Stück bd zeigt die Neigung 3 : 1. Bei c beginnt in Höhe des Aussenwassers das Grundwasser. Strecke de ist wieder vertikal und ef nach der Neigung 4 : 1 unterschritten. Den Punkten b, c, d und e entspricht jeweils eine sprungweise Änderung der Druckordinaten s und zwar um $b'b'' c'c''$ etc. Gegeben über Wasser guter, aber ziemlich nasser Füllboden, Fall 2, Tabelle I und unter Wasser derselbe Boden, wiewohl hier nur gesättigt nass. Die Höhenabschnitte sind in Abb. 35 eingetragen.

Es ist $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ gerechnet.

1. Nach Fall 2, Tabelle I ist:

$$s = 480 h \text{ kg} = 480 \cdot 2 = 960 \text{ kg.}$$

2. Nach Fall a, Tabelle VI ist:

$$s^I = 776 h \text{ kg} = 776 \cdot 2 = 1552 \text{ kg; dort auch } s \text{ genannt.}$$

Der Absatz $b'b''$ ist also gleich $1552 - 960 = 592 \text{ kg}$.

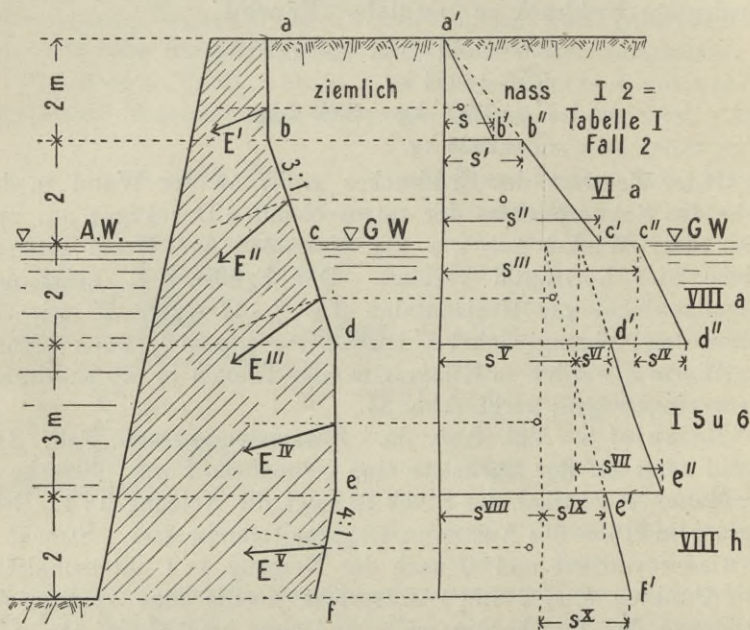
3. Nach Fall a, Tabelle VI ist weiter ebenso:

$$s^{II} = 776 h \text{ kg} = 776 \cdot 4 = 3104 \text{ kg.}$$

4. Nach Fall a, Tabelle VIII ist ferner unter Wasser die Ordinate s , dort s'' , hier s^{IV} genannt = $482 h \text{ kg}$ und hier

$$s^{III} = \frac{\gamma}{\gamma' - 1000} s^{IV}; \text{ vergl. Gleichung 4, S. 78.}$$

Abb. 35



Hier ist nach Fall 2, Tabelle I für den Boden über Wasser $\gamma = 1800$ und nach Tabelle VIII für den Boden unter Wasser

$$\gamma' - 1000 = 900, \text{ mithin ist: } s^{III} = \frac{1800}{900} \cdot 482 h \text{ kg} = 964 h \text{ kg}$$

und da $h = 2 + 2 = 4 \text{ m}$; $s^{III} = 964 \cdot 4 = 3856 \text{ kg}$.

Der Absatz $c'c''$ ist mithin: $3856 - 3104 = 752 \text{ kg}$.

5. Nach Fall a, Tabelle VIII ist weiter, wie schon bemerkt:

$$s^{IV} = 482 h' \text{ kg} = 482 \cdot 2 = 964 \text{ kg};$$

in Tabelle VIII s'' genannt.

6. Nach Tabelle I, Fall 6, Unterabteilung 2 bei $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ ist ferner:

$$s^V, \text{ dort } s' \text{ genannt, } s^V = 676 h \text{ kg.}$$

Darin ist h die Bodenhöhe über Wasser, hier $h = 4$ m.

$$s^V = 676 \cdot 4 = 2704 \text{ kg.}$$

7. Nach derselben Tabelle Fall 5, für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$:

$$s^{VI} = 338 h' \text{ kg;}$$

darin bedeutet h' die Tiefe unter Wasserspiegel; hier 2 m.

$$s^{VI} = 338 \cdot 2 = 676 \text{ kg.}$$

8. Nach derselben Tabelle, aber für $h' = 2 + 3 = 5$ m

$$s^{VII} = 338 \cdot 5 = 1690 \text{ kg.}$$

9. Nach Tabelle VIII, Fall h und unter Berücksichtigung der Gleichung 4, S. 78 ist:

$$s^{VIII} = \frac{\gamma}{\gamma' - 1000} \cdot 254 h \text{ kg.}$$

Hier ist wieder nach Fall 2, Tabelle I für Boden über Wasser $\gamma = 1800$ und nach Tabelle VIII für Boden unter Wasser $\gamma' - 1000 = 900$

$$s^{VIII} = \frac{1800}{900} \cdot 254 h \text{ kg} = 508 h \text{ kg,}$$

h ist die Tiefenlage des Wasserspiegels unter Geländeoberfläche, hier $2 + 2 = 4$ m

$$s^{VIII} = 508 \cdot 4 = 2032 \text{ kg.}$$

10. Nach Tabelle VIII, Fall h ist:

$$s^{IX} = 254 h' \text{ kg} = 254 \cdot (2 + 3) = 1270 \text{ kg.}$$

11. Nach derselben Tabelle ist:

$$s^X = 254 h' \text{ kg} = 254 (2 + 3 + 2) = 1778 \text{ kg.}$$

Man denkt sich die Seiten $c'd''$, $d'e''$, $e'f'$ immer bis oben zum Grundwasserspiegel verlängert, so dass die punktierten Dreiecke entstehen, benutzt aber jeweils nur die Höhenschicht, welche nach der gegebenen Gestaltung der Wand allein in Frage kommt.

Die Erddruck-Teilwerte E' bis E^V entsprechen nun den Inhalten der in Abb. 35 gezeichneten Trapeze. Ihre Angriffspunkte liegen an der Rückseite der Wand jeweils in Höhe der Trapez-Schwerpunkte. Die Richtung des Erddruckes weicht an jeder der Flächen von den Normalen zur Wand, um den Betrag $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ ab, mithin über Wasser hier nach Fall 2, Tabelle 1 um 22° und unter Wasser um 16° .

$$E' = 2 \cdot \frac{s'}{2} = \frac{2 \cdot 960}{2} = 960 \text{ kg}$$

$$E'' = 2 \cdot \frac{s' + s''}{2} = 2 \cdot \frac{1552 + 3104}{2} = 4656 \text{ kg},$$

$$E''' = 2 \cdot \left(s''' + \frac{s^{IV}}{2} \right) = 2 \left(3856 + \frac{964}{2} \right) = 8676 \text{ kg}.$$

$$E^{IV} = 3 \left(s^V + \frac{s^{VI} + s^{VII}}{2} \right) = 3 \cdot \left(2704 + \frac{676 + 1690}{2} \right) = 11661 \text{ kg}.$$

$$E^V = 2 \left(s^{VIII} + \frac{s^{IX} + s^X}{2} \right) = 2 \cdot \left(2032 + \frac{1270 + 1778}{2} \right) = 7112 \text{ kg}.$$

§ 15. Erddruck-Verhältnisse bei schnell sinkendem Aussenwasserstande, aber ohne einen hydrostatischen Überdruck.

Es ist die Forderung an jeden Uferbau zu stellen, dass ein Überdruck des Grundwassers hinter demselben nicht auftreten kann. Die Wand ist in Niedrigwasserhöhe oder darunter durchlässig, d. h. mit Abzugsöffnungen für hinter der Wand befindliches Grundwasser zu versehen. Dass dies geschehen sei, ist auch hier vorausgesetzt. Es soll jetzt der Wasserstand gesucht werden, welcher den grössten Erddruck liefert. Dieser Wasserstand soll nach Vorstehendem vor und hinter der Wand zu gleicher Zeit immer gleiche Höhe besitzen.

a) Gegeben sei gewöhnlicher guter Füllboden und eine Ufermauer mit vertikaler Rückseite von 10 m Höhe. Tabelle I kommt hier in Frage.

α) Das Aussenwasser ist ganz zurückgetreten. Die Wand steht einige Zeit trocken.

Fall 1, Tabelle I, $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ angenommen.

$$E' = 167 h^2 \text{ kg} = 167 \cdot 10^2 = 16700 \text{ kg}.$$

β) Die Wand ist ganz von Wasser überflutet oder es steht das Wasser bis Wandoberkante.

Fall 5, Tabelle I,

$$E \leq 169 h'_2 \text{ kg} \leq 169 \cdot 10^2 \leq 16900 \text{ kg.}$$

Wir erhalten mithin einen fast gleich kleinen Wert wie bei α . Die Wand ist jetzt nicht gefährdet. Wert $E\beta$ kann unter Umständen kleiner ausfallen als der Wert $E\alpha$.

γ) Das Aussenwasser und das Grundwasser waren beide hoch. Das Erdreich ist noch bis Geländeoberfläche ganz nass, da der Wasserstand sehr schnell um 6 m gefallen ist. Es ist nun $h = 6$ m; $h' = 4$ m. Fall 3, 5 und 6 liegen vor.

Es folgt:

$$\begin{aligned} E' &= 277 h^2 \text{ kg} = 277 \cdot 6^2 && = 9972 \text{ kg} \\ E'' &= s' \cdot h' = 695 h \cdot h' = 695 \cdot 6 \cdot 4 && = 16680 \text{ „} \\ E''' &= 169 h'^2 \text{ kg} = 169 \cdot 4^2 && = 2704 \text{ „} \\ &&& \underline{E = 29356 \text{ kg.}} \end{aligned}$$

Dieser Wert ist fast doppelt so gross als die Werte α und β . Die Wand ist also bei schnell sinkendem Aussenwasserstande auf Umkippen am meisten gefährdet, weil dann der Füllboden noch ganz nass ist.

δ) Dass Aussenwasser ist schnell ganz zurückgetreten. Es ist

$$E = 277 h^2 \text{ kg} = 277 \cdot 10^2 = 27700 \text{ kg.}$$

Dieser Wert δ ist wieder etwas kleiner als der Wert γ . Die Wand ist also bei diesem Boden am meisten gefährdet, wenn bei schnell sinkendem Wasserstande das Aussenwasser etwa eine Tiefe $t = \frac{h}{3}$ erreicht hat.

b) Gegeben reiner Sand als Füllmaterial. Die ganze Höhe beträgt wieder 10 m.

Es ergibt sich nach Tabelle III, dem Beispiele α entsprechend:

$$\begin{aligned} \text{Zustand } \alpha) \quad E &= 178 h^2 \text{ kg} = 178 \cdot 10^2 && = 17800 \text{ kg} && \text{Fall 2} \\ \text{„ } \beta) \quad E &= 189 h^2 \text{ kg} = 189 \cdot 10^2 && = 18900 \text{ kg} && \text{Fall 5} \\ \text{„ } \gamma) &&& \text{Als Mittel zwischen 178 und} && \\ &&& \text{283, Fall 2 und 3 sei hier} && \\ &&& i = 230 \text{ gesetzt.} && \end{aligned}$$

$$E' = 230 h^2 \text{ kg} = 230 \cdot 6^2 = 8280 \text{ kg}$$

Mittel aus 669 und 711 No. 2

und 3 Fall 6 = 690

$$E'' = s' \cdot h' \text{ kg} = 690 h h' = 690 \cdot 6 \cdot 4 = 16560 \text{ kg}$$

$$E''' = 189 h'^2 \text{ kg} = 189 \cdot 4^2 = 3024 \text{ kg}$$

$$E\gamma = 27864 \text{ kg.}$$

$$\text{Zustand } \delta) E = 230 h^2 \text{ kg} = 230 \cdot 10^2 = 23000 \text{ kg.}$$

Hier tritt die Erscheinung, dass ein grösster Erddruck entsteht, wenn das Wasser um etwa die Hälfte der Tiefe schnell gesunken ist, noch mehr hervor. Bei einer Wassertiefe von 5 m ergibt sich der Wert $E=27725 \text{ kg}$. Bei vollständigem Absinken des Aussenwassers nimmt der Wert des Erddruckes wieder erheblich, hier auf 23000 und später, wenn das Wasser aus dem Sande abgesickert ist, auf $Ea=17800 \text{ kg}$ ab.

c) Undurchlässige Dammerde sei vorausgesetzt, welche nach einem lange anhaltenden Hochwasser bei absinkendem Aussenwasserstande noch ganz nass bleibt. Es sei, bevor das Wasser stieg, $\varphi=45^\circ$, hernach im gesättigt nassen Zustande $\varphi=27^\circ$; vergl. Fall 4, 5 und 6, Tabelle II; $\beta=2/3 \varphi$.

$$\alpha) E = 126 h^2 \text{ kg} = 126 \cdot 10^2 = 12600 \text{ kg}$$

$$\beta) E = 134 h'^2 \text{ kg} = 134 \cdot 10^2 = 13400 \text{ kg}$$

$$\gamma) E' = 302 h^2 \text{ kg} = 302 \cdot 6^2 = 10872$$

$$E'' = s' h' \text{ kg} = 603 h h' = 603 \cdot 6 \cdot 4 = 14472$$

$$E''' = 134 h'^2 \text{ kg} = 134 \cdot 4^2 = 2144$$

$$E\gamma = 27488 \text{ kg}$$

$$\delta) E = 302 \cdot h^2 \text{ kg} = 302 \cdot 10^2 = 30200 \text{ kg.}$$

Hier hat sich gegenüber den Beispielen a und b das Verhältnis geändert. Der grösste Erddruck ergibt sich für undurchlässigen aufgeweichten Boden bei schnell absinkendem Aussenwasserstande, wenn das Aussenwasser den tiefsten Stand, hier also den Fuss der Wand erreicht hat.

Im vorliegenden Fall ist ein ziemlich leichter Boden vorausgesetzt, welcher ganz gesättigt nur 1800 kg wiegt und dann noch einen Böschungswinkel von 27 Grad aufweist.

d) Bei gesättigt nassem Lehm Boden kann in einem solchen Fall nach dem Hochwasser der Erddruck, Fall d, den Betrag $507 h^2 = 507 \cdot 10^2 = 50700 \text{ kg}$ erreichen, wenn das Aussenwasser ganz bis auf den Fuss der Wand gefallen ist. Es muss das Hoch-

wasser bei Lehmboden aber recht lange auf den Boden eingewirkt haben, bevor ein derartiges Aufweichen des Bodens statthat. Ist der Boden fest abgelagert, so erfolgt ein Aufweichen desselben vielleicht überhaupt nicht.

Die mit dem Absinken des Aussenwasserstandes verbundene Gefahr wird durch Abb. 36 veranschaulicht. Der Boden des dargestellten Geländes an einem Fluss im Ebbe- und Flutgebiet besteht bis zu grosser Tiefe von etwa 15 m aus weichen Bodenarten. Über den Fluss wurde eine Brücke gebaut. Die Pfeiler erhielten Pfahlrost-Gründung. Auf dem Vorlande des Flusses war zur Herstellung einer Anrampung der in Abb. 36 links angedeutete Damm

Abb. 36.



geschüttet. Da trat ein ausnahmsweise grosses Hochwasser ein, welchem unmittelbar darauf nach 6 Stunden ein sehr niedriger Wasserstand folgte. Es fehlte nun plötzlich der Gegendruck des Wassers. Das Gelände, durch die Dammschüttung belastet, war nicht mehr im Gleichgewicht. Der ganze Boden bewegte sich gegen den Fluss und mit ihm das Pfeilerfundament. Der eingezeichnete Pfeil deutet die Richtung der Rutschung an. Der Pfeiler, oben durch die Brücke gehalten und abgesteift, stellte sich schief. Er musste auf einem neuen Fundament, nunmehr mit kräftigen Schrägpfählen ausgestattet, neu wieder hergestellt werden.

§ 16. Erddruck mit hydrostatischem Überdruck. Bedeutung der Drainage bei Ufermauern.

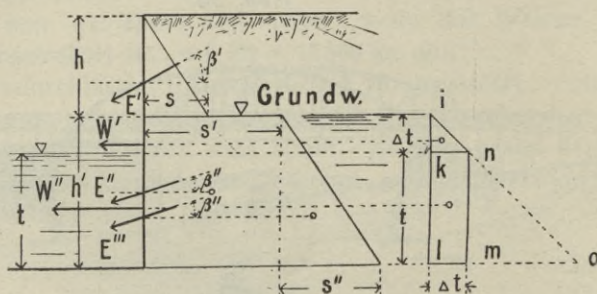
In seltenen Fällen glückt eine vollständige Dichtung der Spundwände bei Ufermauern. Unbeabsichtigt wird daher durch

die Fundamente hindurch häufig eine gute Drainage des Bodens hinter der Mauer erreicht. Anderenfalls würde manche lange Uferwand, welche keine besonders angelegten Abzugs-Kanäle oder Löcher für den Grundwasser-Austritt aufweist, bei schnell sinkendem Aussenwasserstand gefährdet sein. Dies insbesondere, wenn dieselbe bei Hochwasser einer Überflutung ausgesetzt ist.

Das Grundwasser stehe um Δt höher als das Aussenwasser; dieses habe die Tiefe t .

Um diesen Fall auf schon bekannte Verhältnisse zurückzuführen, denken wir uns den Aussenwasserstand zunächst so hoch

Abb. 37



wie den Grundwasserstand. Den Erddruck ermitteln wir nun für den Teil über Wasser nach Tabelle I bis IV, Fall 1 bis 4 wie für den Teil unter Wasser nach Fall 5 und 6 und wie in den Beispielen S. 80 bis 87 erläutert ist. Das Höhenmass von Oberfläche-Gelände bis zum Grundwasserspiegel ist wieder h , die Abmessung von diesem bis zum Fuss der Wand h' .

Nachdem nun so die Werte des Erddruckes in gewohnter Weise ermittelt sind, denken wir uns den Aussenwasserstand um Δt tiefer. Es fällt dann aussen ein Teil des äusseren Wasserdrukkes weg und gerade um diesen Betrag überwiegt dann der innere Druck mehr als zuvor. Diesen Mehrbetrag veranschaulicht Abb. 37 rechts von der Erddruckfigur als Wasserdrukfigur. Die Grösse des hydrostatischen Druckes, welche hier in Rechnung kommt, erscheint dort einmal als Dreieck ikn für den Wandteil über dem Aussenwasserstande. Es ist:

$$W' = 1000 \cdot \frac{\Delta t^2}{2} = 500 \Delta t^2 \text{ kg.}$$

Unter dem Aussenwasserstande gelangt aber der Gegendruck, Dreieck *mno* von dem ganzen Wasserdruck in Abzug, so dass nur noch Teil *knlm* verbleibt. Dieser fernere Betrag ist

$$W'' = 1000 \cdot \Delta t \cdot t \text{ kg.}$$

Es ist zu beachten, dass der Wasserdruck normal zur Wandfläche wirkt. Es wird das Wasser übrigens auch unter das Fundament gelangen und hebend wirken. Diese Vertikalkomponente des Wasserdruckes hat man aber bei einer Stabilitäts-Untersuchung der Mauer schon in Rechnung gezogen, wenn man vom Grundwasserstande abwärts bei Bestimmung des Gewichtes der Raumeinheit Mauerwerk den Auftrieb des Wassers mit 1000 kg/cbm in Abzug bringt.

Bei einer Wand von geringem Gewicht, z. B. einem Uferdeckwerk, welches einem Innendruck ausgesetzt sein kann oder einer schrägen Spundwand hat man zumal zu beachten, dass der Wasserdruck nicht horizontal, sondern normal zur Wand wirkt und dass dessen Wert $W' = 500 \cdot \Delta l \cdot \Delta t$ und $W'' = 1000 l \cdot \Delta t$ wird.

Hierin bedeutet Δl die schräge Strecke vom Grundwasserspiegel zum Aussenwasser, an der geböschten Wand gemessen, und l die schräge Strecke vom Aussenwasserspiegel bis zur Sohle an der geböschten Wand gemessen.

Beispiel a. Gegeben eine Mauer von vertikaler Vorderseite. Die Verhältnisse seien so gewählt wie in Beispiel a γ , Seite 85. Der Erddruck ermittelt sich dann wie dort zunächst zu

$$E = 29356 \text{ kg.}$$

Der Aussenwasserstand liege aber nicht wie im Beispiel a γ , Seite 85 auf der Höhe $h' = 4$ m, sondern in der Höhe $t = 2$ m über dem Wandfusspunkt. Es wird dann

$$\Delta t = h' - t = 4 - 2 = 2 \text{ m.}$$

Es kommt zu dem Betrage	29356 kg,
mithin noch hinzu $W' = 500 \cdot 2^2$	2000 „
und $W'' = 1000 \cdot 2 \cdot 2$	4000 „
	zus. 35356 kg.

Der Druck von innen nach aussen hat also etwa einen Zuwachs von 6000 kg erfahren. E und W haben übrigens nicht die gleiche Richtung; vergl. die Bemerkung oben.

Beispiel b. Die Wand sei seitlich, wie im Fundament durchaus dicht, auch sei der Untergrund undurchlässig. Infolge eines

Wolkenbruches trete Grundwasser auf, welches, von unten nach oben steigend, den Boden hebt, lockert und aufweicht. In diesem Fall kann der Gesamtdruck bei derselben Wand und bei demselben Füllboden, wie Beispiel a voraussetzt, im äussersten Fall als Grenzwert folgende Beträge erreichen.

Man denkt sich das Aussenwasser und das Grundwasser zunächst bis Oberkante Wand stehen. Es ist alsdann in Abb. 1, Tafel I, $h=0$ und $h=10$ m, und mithin nach Fall 5

$$E \leq 169 h'^2 \text{ kg} \leq 169 \cdot 10^2 \leq 16900 \text{ kg.}$$

Darauf denkt man sich das Aussenwasser schnell um 10 m fallend, so dass vor der Wand gegenüber Fall 5 der ganze Wasserdruck in Fortfall gerät. Es ist also zu E das Negative jenes in Fortfall geratenen äusseren Druckes hinzuzufügen, um den nun auftretenden von innen nach aussen gerichteten Druck zu bestimmen.

$$W = 500 h'^2 \text{ kg} = 500 \cdot 10^2 = 50000 \text{ kg.}$$

$$66900 \text{ kg.}$$

Beispiel c. Eine schräge Holzwand, im Winkel $\alpha = 45^\circ$ geschlagen, sei durch eine Welle überspült, welche den Raum hinter der Wand füllt. Es sei $\Delta t = 1$ m und $t = 2$ m. Mithin ist

$$\begin{aligned} \Delta l &= \sqrt{2} \text{ m} \\ l &= 2 \cdot \sqrt{2} \text{ m} \\ W' &= 500 \cdot \sqrt{2} \cdot 1 = 705 \text{ kg} \\ W'' &= 1000 \cdot 2 \sqrt{2} \cdot 1 = 2824 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Die Richtung des Wasserdruckes ist für beide Werte unter 45° schräg nach oben gerichtet.

Bei Konstruktion von Uferwänden setzt man das Auftreten eines hydrostatischen Überdruckes W fast niemals voraus. Man würde bei der Mauer Beispiel a S. 84 etwa nur mit 29 bis 30000 kg Erddruck rechnen und nicht mit 66900 kg, wie im Beispiel b hier oben ermittelt ist. Es ist daher Sorge zu tragen, dass ein hydrostatischer Druck hinter der Wand in Wirklichkeit nicht eintreten kann. Man wird unten eine wasserdurchlässige Schicht einbringen, z. B. eine Kies- oder Buschlage und dort, wo diese die Wand erreicht, Abzugslöcher in der Wand anlegen. Auch ist es von Vorteil, hinter der Wand von den Abzugsöffnungen aus nach oben eine Strecke weit hinaufreichend wasserdurchlässiges

Material einzubauen. Diese durchlässige Schicht darf aber nicht bis zur Oberfläche der Hinterfüllung reichen, damit nicht bei Hochfluten oder bei schwerem Wogengang oder bei starken Niederschlägen von oben her Wasser in diese Drainageschicht gelangen kann. Anderenfalls würden die Hohlräume der Schicht plötzlich mit von oben massenhaft eintretendem Wasser erfüllt werden und so unter hydrostatischen Druck gelangen, was gerade vermieden werden soll. An der Oberfläche muss der Füllboden bis scharf an die Wand thunlichst wasserdicht abgedeckt sein.

§ 17. Erddruck mit hydrostatischem Unterdruck.

Bei schnell steigendem Aussenwasser und dem Fehlen einer hinreichend offenen Verbindung zwischen dem Aussenwasser und dem Grundwasser hinter der Wand, wird diese zeitweise einem hydrostatischen Unterdruck ausgesetzt sein. Die Berechnung erfolgt nach § 16, S. 88 u. 89 und nach Fall 7 der Tabellen I bis IV. In Abb. 37 wird Δt alsdann negativ. Das Aussenwasser steht höher als das Grundwasser.

Der Wasserdruck wirkt nun von aussen nach innen. Im übrigen bleibt alles unverändert. Die Höhe h misst wieder bis zum Grundwasser-Spiegel.

Beispiel: Die Bodenverhältnisse seien dieselben wie bei a γ , S. 85 und Beispiel a S. 84. Das Grundwasser habe auch die nämliche Höhe $h' = 4$ m. Das Aussenwasser stehe aber bis Oberkante Wand. Mithin ist dann die Höhe des höheren über dem niedrigeren Wasserstande Δt , d. h. hier die Höhe des Aussenwassers über Grundwasser $\Delta t = h = 6$ m und die Tiefe des niedrigen Wasserstandes, hier diejenige des Grundwassers $t = h' = 4$ m.

Wie S. 85 u. S. 89 bleibt $E = 29356$ kg.

Hier hingegen wird:

$$\begin{aligned} W' &= -500 \Delta t^2 = -500 \cdot 6^2 = -18000 \text{ „} \\ \text{und } W'' &= -1000 \cdot \Delta t \cdot t = -1000 \cdot 6 \cdot 4 = -24000 \text{ „} \\ &\text{Gesamtdruck } \underline{\quad -12644 \text{ kg.}} \end{aligned}$$

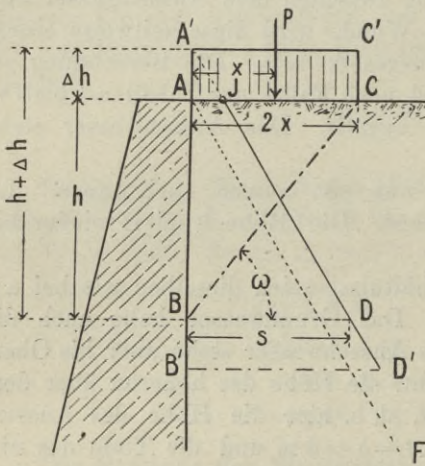
Es verbleibt also unter diesen Verhältnissen ein Gesamtdruck von negativem Vorzeichen, welcher Druck also von aussen nach innen gerichtet ist. Unter Umständen kann also die Wand das Bestreben zeigen, sich nach rückwärts hinüber zu lehnen, wofern das Moment des äusseren Überdruckes grösser ist als das des Erddruckes. Die Mauer stützt sich dann gegen den Boden und

wird nun durch den Boden gehalten. Dazu wird ein Teil des weitaus grösseren passiven Erddruckes ausgewertet, so dass die Wand nur wenig nach hinten hinüber kippt. Immerhin werden bei schnellem Wechsel des Aussenwasserstandes kleine Bewegungen der Wand nach vor- und rückwärts in Erscheinung treten.

§ 18. Erddruck bei Nutzlast.

Der Ursprung der vertikalen Kraft, welch' letztere den Endkeil ABC abwärts treibt und den Erddruck erzeugt, ist von keinem Einfluss auf die Grösse dieses Erddruckes E .

Abb. 38



Wir können daher an Stelle einer Nutzlast P uns das Gewicht eines Erdprismas $AA'CC'$ denken, welches Gewicht eben so gross ist wie P . Die Verteilung erfolgt über die Breite $2x$, worin x den Abstand der Lastmittellinie von der Wandrückseite bezeichnet. Für den Höhen teil AB der Wand ergibt sich dann ein Erddruck, dessen Grösse durch das Trapez $AJBD$ veranschaulicht ist; vergl. Abb. 38.

Der Punkt B , bis zu welchem dies lineare Gesetz der Grössenzunahme von Ordinate s fortbesteht, findet sich durch Konstruktion der Hauptgleitfläche CB von C aus unter Benutzung des aus den Tabellen zu entnehmenden Winkels ω . Das Gesetz ist ein solches, als wäre nicht A , sondern der Punkt A' die Geländeoberfläche und es ist in die Formel zur Bestimmung der Ordinaten s jeweils statt h zu setzen der Wert Δh für Punkt A und für tiefer belegene Punkte, z. B. für B dann $h + \Delta h$.

Für Punkte tiefer als B wächst s etwas langsamer, da landeinwärts von C nur die geringere, wirkliche Geländeoberfläche in Rechnung kommt. Für eine unendliche Tiefe unterhalb A be-

stimmt sich s so, als fehlte die Last P und als wäre das Erd-druck-Dreieck durch AF begrenzt, wobei AF parallel $A'D$ verläuft.

Beispiel a. Nach Tabelle I, Fall 2, sei $\gamma = 1800$ kg, β sei $= \frac{2}{3} \varphi$ angenommen, $\omega = 58^\circ$. Dann ergibt sich $s = 480 h$ kg. Es trete eine Einzellast auf, deren Gewicht 10000 beträgt. Der Abstand der Lastmitte von Hinterseite Wand betrage $x = 2$ m.

Es ist nun zunächst zu untersuchen, ob die Last nicht auch der Länge der Mauer nach eine Verteilung erfahren wird. Ge-setzt es kann in $2\frac{1}{2}$ m Entfernung sich diese Last wiederholen, dann dürfte die Verteilung in der Länge nur über $2\frac{1}{2}$ m in Rech-nung gebracht werden. Für 1 lfdm. Wandlänge ermittelt sich

mithin $P = \frac{Q}{2\frac{1}{2}} = \frac{10000}{2\frac{1}{2}} = 4000$ kg. Die gedachte Überschüttung von 1 m Abmessung in Länge der Wand und $2x = 2 \cdot 2 = 4$ m in der Bildebene gemessen, besitzt das Gewicht $G = \gamma \cdot 1 \cdot 4 \cdot \Delta h$.

Hierin ist nach Tabelle I, Fall 2, für γ das Bodengewicht 1800 kg/cbm zu setzen. Es ist mithin:

$$1800 \cdot 4 \cdot \Delta h \text{ kg} = P = 4000 \text{ kg}$$

$$\Delta h = \frac{4000}{1800 \cdot 3} = 0,555 \text{ m.}$$

Es wird in Abb. 38

$$\begin{aligned} AJ &= 480 \cdot \Delta h \text{ kg} = 480 \cdot 0,555 \text{ kg} = 266,4 \text{ kg} \\ \text{und } BD &= 480 \cdot (h + \Delta h) \text{ kg} \\ h &= 2x \operatorname{tag} \omega = 4 \cdot \operatorname{tag} 58^\circ = 6,4 \text{ m} \\ BD &= 480 (6,4 + 0,55) = 3336,0 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Der Erddruck auf den Wandteil AB von 6,4 m Höhe misst mithin der Trapezfläche entsprechend:

$$E = 6,4 \cdot \frac{266,4 + 3336,0}{2} = 11528 \text{ kg.}$$

Beispiel b. Die Verteilung der Last Q sei eine andere, im übrigen mögen dieselben Verhältnisse vorliegen.

Es wiederhole sich die Last Q nicht in Abständen von $2\frac{1}{2}$ m, sondern überhaupt nicht. Ihr Schwerpunkt zeige wieder $x = 2$ m Abstand von der Wand.

Man wird dann zunächst eine Verteilung auf etwa $2x$ Länge, also auf 4 m Länge in Rechnung ziehen dürfen, so dass sich er-giebt:

$$P = \frac{Q}{4} = \frac{10000}{4} = 2500 \text{ kg}$$

$$\text{und } \Delta h = \frac{2500}{1800 \cdot 4} = 0,347 \text{ m.}$$

c) Meistens wird man mit dieser theoretischen Schütthöhe, als Ersatz für die Nutzlast Q , bezw. P , die ganze Wand berechnen. Ist aber der sich so ergebende Wert P sehr gross und fällt die Wand zu stark aus, dann verlohnt es sich, mit $P = \frac{Q}{2x} = 2500 \text{ kg}$ nur bis zu $h = 2x$, hier $= 4 \text{ m}$ Tiefe unter Wandoberkante zu rechnen. Es ist zu berücksichtigen, dass die Wand selbst den Erddruck auch nach der Länge der Wand verteilt.

Für eine Schichthöhe von h^m unter Wandoberkante dürfen wir die graphische Konstruktion so durchführen, als hätte die Wand in oberen Schichten nicht den grösseren durch die Schütthöhe $\Delta h = \frac{P}{1800 \cdot 2x}$ bedingten Erddruck erhalten, da dieser aus dem Streifen von 1 m Mauerlänge seitwärts schon abgeleitet ist. Wir dürfen vielmehr dann eine ganz neue Untersuchung mit der Verteilungsbreite $\frac{2}{3} \cdot 2h = \frac{4}{3} h$ vornehmen.

Es wird $P = \frac{Q}{\frac{4}{3}h} = \frac{3Q}{4h}$, für $h = 9 \text{ m}$ ergibt sich dann

$$P = \frac{3Q}{4 \cdot h} = \frac{3 \cdot 10000}{4 \cdot 9} = 833 \text{ kg und}$$

$$\Delta h = \frac{833}{1800 \cdot 4} = 0,115 \text{ m} = 0,12.$$

Mithin wird dann

$$AJ = 480 \cdot 0,12 = 58 \text{ kg}$$

und in 9^m unter Oberkante

$$s = 480 (9 + 0,12) = 4378 \text{ kg}$$

$$\text{und } E = 9 \cdot \frac{58 + 4378}{2} = 19962 \text{ kg.}$$

Dieser Wert des Erddruckes kommt aber nur in Frage, wenn es gilt, die Stabilität der Wand für die Höhenschicht von 9^m unter Oberkante Wand zu untersuchen. Für eine höher liegende Mauerschicht ist auch mit einem entsprechend grösseren Wert Δh zu rechnen. In die Formel $P = \frac{3Q}{4h}$, welche die Verteilung

der Last Q nach der Länge der Mauer berücksichtigt, ist dann zur Ermittlung der auf 1 m Wandlänge kommenden Nutzlast P der entsprechend kleinere Wert h einzusetzen.

§ 19. Aktiver Erddruck in einer Wandnische.

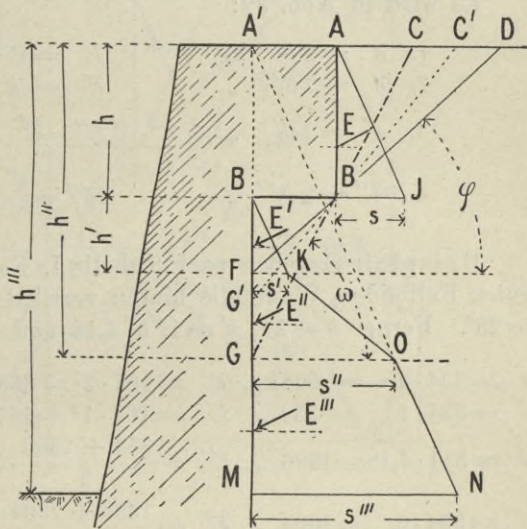
a) Wasser nicht vorhanden.

Der obere Teil der Wand-Rückseite AB erhält den Erddruck $E = ih^2$ kg. Besondere Verhältnisse liegen hier nicht vor.

In der Nische beginnt der Erddruck unter dem vorspringenden Dach BB mit dem Werte Null. Von dem Erdkörper ABD kann der Wandteil in der Nische bis F keinen Druck erhalten. Nur die Erde in der Nische drückt hier gegen die Wand. Auf Wandteil BF wirkt der Erddruck $E' = ih'^2$ kg; ferner ist $s' = 2ih'$ kg.

Der Punkt F findet sich durch Verlängerung der natürlichen Böschung DB bis zur Wand in der Nische. In noch flacherer Neigung rutscht der Boden überhaupt nicht. Es kann also von oben und aussen kein Druck Punkte über F erreichen. Unterhalb F lassen sich durch den Eckpunkt B schon steilere Linien $C'BG'$ ziehen, welche Gleitebenen bilden. Punkte unterhalb F erhalten also schon Druck von oben, aber noch nicht den vollen Erddruck, da die Gleitebenen $C'G'$ noch nicht so steil sind wie die Hauptgleitebene CG , welche mit der Horizontalen den Winkel ω bildet. Durch die Eintragung dieser Gleitebene ergibt sich Punkt G . Von da ab gelangt weiter unterhalb der volle Erddruck zur Entwicklung, als wäre der Mauervorsprung $A'ABB$

Abb. 39



überhaupt nicht vorhanden. Für alle Punkte unterhalb G können sich Hauptgleitebenen bilden, welche unter dem Hauptgleitwinkel ω , der den Meistwert des Erddruckes liefert, bis Oberfläche Hinterfüllung emporreichen. Vergl. auch den Erddruck gegen Wandteil BB' , Abb. 16, S. 50, veranlasst durch das Abgleiten des parallelschräffierten Streifens $BB'CC'$ daselbst.

Auf der Zwischenstrecke F bis G , Abb. 39, wächst der Erddruck, auf die Flächeneinheit der Wand berechnet, nach einem verwickelten Gesetz. Die Begrenzung der Druckfigur wird von K bis O eine Kurve werden. Diese ersetzen wir aber durch eine gerade Linie KO . Das ist als Annäherung hinreichend genau. Von O ab verläuft die Seite ON des Trapezes $GOMN$ in Richtung $A'ON$, als fehle der überstehende Mauerteil $A'AB$.

Es wird in Abb. 39:

$$\begin{array}{ll} 1. \quad s = 2ih \text{ kg,} & E = ih^2 \text{ kg,} \\ 2. \quad s' = 2ih' \text{ ,,} & E' = ih'^2 \text{ kg,} \\ 3. \quad s'' = 2ih'' \text{ ,,} & E'' = \frac{s' + s''}{2} [h'' - (h + h')], \\ 4. \quad s''' = 2ih''' \text{ ,,} & E''' = \frac{s'' + s'''}{2} (h''' - h''). \end{array}$$

Beispiel: Gegeben nach Tabelle I, Fall 1, schwach feuchten guten Füllboden, Wandteile hinten vertikal und $\beta = \frac{2}{3}$ $\varphi = \frac{2}{3} \cdot 42 = 28^\circ$. Ferner $h = 2^m$, $h' = 1$, $h'' = 4,18$ und $h''' = 6$ m.

$$\begin{array}{ll} s = 334 \cdot 2 = 668 \text{ kg,} & E = 167 \cdot 2^2 = 668 \text{ kg,} \\ s' = 334 \cdot 1 = 334 \text{ ,,} & E' = 167 \cdot 1^2 = 167 \text{ ,,} \\ s'' = 334 \cdot 4,18 = 1396 \text{ ,,} & E'' = \frac{334 + 1396}{2} \cdot (4,18 - 3) = 1611 \text{ kg,} \\ s''' = 334 \cdot 6 = 2004 \text{ ,,} & E''' = \frac{1396 + 2004}{2} \cdot (6,0 - 4,18) = 3094 \text{ kg.} \end{array}$$

b) Erddruck in einer Wandnische bei Grund- und Aussenwasser verschiedener Höhe.

Über dem Grundwasser sei der Boden nicht gesättigt nass, z. B. nur ziemlich nass oder schwach feucht. Der natürliche Böschungswinkel φ ist dort mithin grösser und der Erddruck kleiner als unterhalb des Grundwasserspiegels. Es ergibt sich daher in Höhe des Grundwasserspiegels ein Sprung. Es wächst dort plötzlich der Erddruck auf die Flächeneinheit von s'' auf s'''

bei K zum vollen Erddruck bei G bilden. Die Darstellung zeigt, dass es in der Praxis genügen wird, an die Stelle der gebrochenen Linie KO' die gerade Verbindung KO' zu setzen. Es können aber Sonderfälle eintreten, wo die Verwendung der genaueren Werte einer gebrochenen Linie KO' den Vorzug verdienen.

Unterhalb G findet sich der volle Erddruck, wie derselbe sich nach den Fällen 5 und 6 der ersten Tabellen für Mauerteile unter Grundwasser berechnet.

Der Erddruck ergibt sich unter Benutzung der dargestellten Dreiecke und Trapeze nun in einfacher Weise.

Es sind alsdann noch der Grundwasser-Überdruck hinzuzufügen: $W' = 500 \triangle t^2$ kg und $W'' = 1000 \cdot t \cdot \triangle t$ kg. Vergl. S. 89.

Beispiel: Geg. wie im Beispiele S. 96 Boden schwach feucht gemäss Fall 1, Tabelle I, und für $\beta = \frac{2}{3} \varphi$; $h = 2$ m $h' = 1$ m $h'' = 4,18$ m $h''' = 6$ m. $t + \triangle t = 2,41$ m; der Grundwasserstand liegt dann in halber Höhe zwischen F und G ; $\triangle t = 0,4$ m, $t = 2,01$ m; vergl. Abb. 39 S. 95.

$$\begin{aligned} s &= 2 i h \text{ kg} = 334 \cdot 2 = 668 \text{ kg} \\ s' &= 2 i h' \text{ „} = 334 \cdot 1 = 334 \text{ „} \\ GO &= 2 i h'' \text{ „} = 334 \cdot 4,18 = 1396 \text{ „} \end{aligned}$$

Über Wasser wie Beispiel S. 96 und Abb. 40 S. 97.

$$s'' = \frac{334 + 1396}{2} = 865 \text{ „}$$

Da das Grundwasser in halber Höhe zwischen F und G liegt,

$$s^{\text{IV}} = 665 [h''' - (t + \triangle t)] = 665 \cdot (6 - 2,41) = 2387 \text{ kg}$$

nach Fall 6, Unterabt. 1

$$s^{\text{V}} = 338 \cdot [(t + \triangle t) - (h'' - h'')] =$$

Höhenunterschied zwischen R und O' betr. nach Fall 5 der Tabelle I.

$$= 338 \cdot [2,41 - 1,82] = 199 \text{ kg}$$

$$s^{\text{IV}} + s^{\text{V}} = 2387 + 199 = 2586 \text{ kg}$$

$$s^{\text{III}} = \frac{s^{\text{I}} + (s^{\text{IV}} + s^{\text{V}})}{2} = \frac{334 + 2586}{2} = 1460 \text{ kg,}$$

da das Gr. W. hier in halber Höhe zwischen F und G liegt.

$$s^{\text{VI}} = 338 \cdot (t + \triangle t) \text{ kg} = 338 \cdot 2,41 = 815 \text{ kg}$$

$$s^{\text{IV}} + s^{\text{VI}} = 2387 + 815 = 3202 \text{ „}$$

$$E' = \frac{h s}{2} = \frac{2 \cdot 668}{2} = 668 \text{ „}$$

$$\begin{aligned}
 E' &= \frac{h' \cdot s'}{2} = \frac{1.334}{2} = 167 \text{ ,,} \\
 E'' &= \frac{FG}{2} \cdot \frac{s' + s''}{2} = \frac{4,18 - 3 \cdot 334 + 865}{2} = 354 \text{ ,,} \\
 E^{\text{III}} &= \frac{FG}{2} \cdot \frac{s^{\text{III}} + (s^{\text{IV}} + s^{\text{V}})}{2} = 0,59 \cdot \frac{1460 + 2586}{2} = 1194 \text{ ,,} \\
 E^{\text{IV}} &= GM \cdot \frac{(s^{\text{IV}} + s^{\text{V}}) + (s^{\text{IV}} + s^{\text{VI}})}{2} = 1,82 \cdot \frac{2586 + 3202}{2} = 5267 \text{ ,,} \\
 W' &= 500 \cdot \Delta t^2 = 500 \cdot 0,4^2 = 80 \text{ ,,} \\
 W' &= 1000 \cdot \Delta t \cdot t = 1000 \cdot 0,4 \cdot 2,01 = 804 \text{ ,,}
 \end{aligned}$$

§ 20. Mauerwerk mit Absätzen.

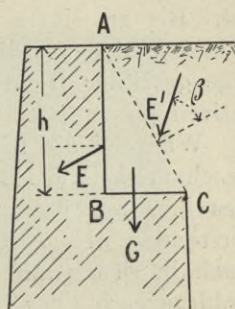
Für den oberen Teil der Wand, Abb. 41, bis zur Höhenschicht B ist diese unter Berücksichtigung eines die vertikale Wand, der Höhe h , treffenden Erddrucks zu berechnen, welcher z. B. nach Tabelle I, Fall 1, für $h=2$ m den Wert $E=167h^2=167 \cdot 2^2=668$ kg erreicht.

Für Mauerschichten tiefer als B kommt der Erddruck E nicht mehr in Frage. Im Erdreich des Prismas ABC herrschen innere Spannungen, welche an der Fläche BC einen zunächst unbekanntem Schub von links nach rechts ausüben, welcher durch Reibung auf das Mauerwerk BC übertragen wird.

Für alle Höhenschichten tiefer als BC ist für die Wand statt mit dem Erddrucke E nunmehr mit dem Erddruck E' zu rechnen und mit dem Gewicht G des Erdprismas ABC . Der Erddruck E' findet sich nach den Tabellen VI bis VIII. Die Begrenzung AC ist als geneigte Wand-Rückseite aufzufassen und Prisma ABC bildet also einen Theil der Wand. Vergl. auch die Zwischenwerte Abb. 26 S. 68, Abb. 28 S. 71 und Abb. 30 S. 74.

Längs AC haben wir es mit Reibung von Erde an Erde zu thun. Berücksichtigt man aber, dass die Wand kleinen Bewegungen ausgesetzt ist, wodurch der Reibungswinkel etwas herabsinkt, so wird man, ohne einen wesentlichen Fehler zu begehen, die Werte der Tabellen für den Fall $\beta = \frac{2}{3} \varphi$ benutzen können. Bei Auftragung des Erddruckes wird aber in der Zeichnung $\beta = \varphi$ zu setzen sein.

Abb. 41



Abschnitt III.

Über den passiven Erddruck.

A. Erläuterungen zum passiven Erddruck.

§ 21. Das Wesen des passiven Erddruckes.

Die Vorderfläche des Fundamentes einer Wand oder einer in den Erdboden eingelassenen Tafel AB , vergl. Abb. 8 Tabelle IX wie Abb. 43 und 44 S. 104 und 105 wird durch eine aktive Kraft vorwärts gedrängt. Der vorgelagerte Boden leistet dagegen einen Widerstand, welchen man als den passiven Erddruck bezeichnet. Bis zu einem gewissen Betrage als obere Grenze ist der Widerstand des Erdbodens gleich der aktiven Kraft, aber von entgegengesetzter Richtung; derselbe ist die Auflager-Reaktion der aktiven Kraft.

Während die Richtung des aktiven Erddrucks allein von der Beschaffenheit des Bodens und derjenigen der Wand abhing, gilt dies hier nur für den grössten möglichen Wert des Boden-Widerstandes, welchen Grenzwert wir den passiven Erddruck nennen. Auch in Bezug auf die Abweichung der Richtung des passiven Erddruckes von der Normalen zur Wand- oder Tafel-Vorderfläche, welche durch den Winkel k , vergl. Abb. 44, gemessen wird, besteht gegenüber dem aktiven Erddruck ein Gegensatz. Der Winkel k kann alle zwischen 0 und $\pm\beta$ liegenden Werte annehmen. Die Richtung des passiven Erddruckes ist nicht durch die Grösse des Reibungswinkels β zwischen Boden und Tafelvorderfläche gegeben, sondern nur durch die Grösse von β begrenzt. Es ist $k \leq \pm\beta$. Im übrigen richtet sich der passive Erddruck nach der Grösse und nach der Richtung der aktiven Kraft. Der Bodenwiderstand wird zu Null, wenn die aktive Kraft den Wert Null annimmt oder genauer gesagt, wenn die aktive Kraft in Richtung des passiven Erddruckes keine Komponente besitzt.

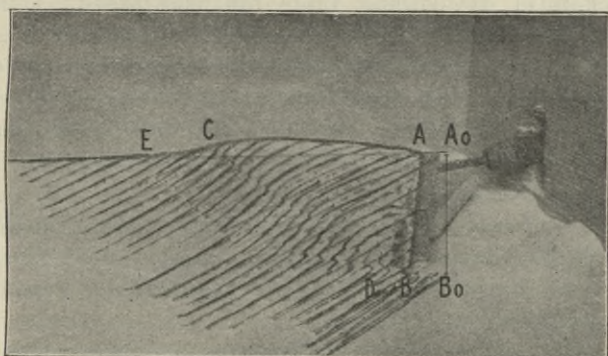
Überschreitet die Grösse der aktiven Kraft den Grenzwert des Bodenwiderstandes, d. h. den passiven Erddruck, dann schiebt

sich der in Abb. 8 Tabelle IX bezeichnete Keil ABC längs der Hauptgleitebene BC nach oben hinaus. Die obere Grenze des Bodenwiderstandes, d. h. die Grösse des passiven Erddruckes ist also abhängig von der Grösse und von dem Gewicht des Erdkeiles ABC , Abb. 8, oder von dem Keil $A'BC$, Abb. 43. Und da nun das Gewicht dieses Erdkörpers mit dem Quadrat der Höhe h der Bodenoberfläche über den Fusspunkt B der Wand oder Tafel wächst, ist auch der passive Erddruck proportional h^2 .

§ 22. Die Art der Gleitflächen.

Die Erddrucktheorie nimmt an, dass das Gleiten des Bodens längs einer Ebene BC erfolgt. Diese Voraussetzung ist angenähert richtig; sie ermöglicht eine einfache mathematische Behandlung der Aufgabe, die Grösse des Erddruckes abzuleiten.

Abb. 42



Es ist aber nicht ausgeschlossen, dass die Gleitbahn in Wirklichkeit eine gekrümmte Gestalt besitzen kann. Bei Bewegung von Wasser und Luft ergeben sich unter ähnlichen Verhältnissen gekrümmte Gleitbahnen, deren hohle Seite nach oben gekehrt ist. Es werden nicht nur gleitende, sondern auch rotierende Bewegungen dabei erstrebt.

Versuch: Zur Erläuterung der Vorgänge zeigte ich an der Hochschule folgenden Versuch.

Ich nahm einen Holzkasten mit glatt gehobelten Wänden, vorn mit einer Glasscheibe versehen. Rechts wurde eine Schraube

angebracht, welche sich nach einem geforderten Winkel einstellen liess. Die Schraube drückte gegen die in Abb. 42 dargestellte Stange, welche an beiden Enden Kugelgelenke aufwies. So konnte nur ausschliesslich in Richtung der Stange ein Druck von der Schraube auf die Wand übertragen werden. Die Übertragung von Biegemomenten war verhindert. Durch Andrehen der Schraube wurde die Wandvorderfläche aus der Lage $A_0 B_0$ in die Lage AB gebracht.

Um die Vorgänge im Boden verfolgen zu können, ist der Sand in Lagen von 5 mm Stärke eingeführt, welche sich nach dem natürlichen Böschungswinkel gerade und parallel gestalteten. Dann wurde jeweils mit einem Lineal ein Eindruck von $\frac{1}{2}$ mm Tiefe längs der Schicht unmittelbar an der Glasplatte gemacht und so eine scharfe Begrenzung der Schicht hergestellt. Hierauf wurde eine Schicht von Farbstoff in $1\frac{1}{2}$ mm Stärke nahe der Glasscheibe als schmaler Streif aufgebracht und mittels des Lineals leicht gedrückt, um die am Glas etwa zu hoch adhärierenden Farbstoffteilchen in die gerade Linie hinabzuwischen. Dann folgte wieder Sand. Jeder Farbstreifen enthielt in stetem Wechsel ein Stück aus gelbem Stoff und zwar Ocker und dann in der Verlängerung davon braunrotes Königsrot, diesem folgte dann wieder Ocker. So liessen sich auch die Verschiebungen parallel zu den Farbstoffen an dem Wechsel der Farbe und an der Wanderung dieser Grenzpunkte erkennen.

Diese Farbstriche oder Schichten wurden dann als punktierte Linien auf die Glasplatte übertragen, desgleichen die Grenzpunkte verschiedenen Farbstoffs, um die Anfangspunkte des Verschiebungswegs auch später zu besitzen.

Der Sand war weisser feiner Streusand, welcher einige Wochen hindurch sorgfältig getrocknet und häufig umgerührt war, so dass er keinerlei Kohäsion besass.

Ergebnis: Zu Beginn einer Bewegung der Tafel $A_0 B_0$ nach vorwärts entstand keine Gleitebene. Der Boden erlitt nur eine Zusammenpressung. Die Schichten zeigten schwache Verbiegungen. Dann wölbte sich die Sandoberfläche zwischen A und C , sie hob sich. Bei weiterer Drehung der Schraube und Vorwärtsbewegung der Wand begann das Gleiten. Die Schichten unterhalb der Gleitebene BC blieben zurück, die Schichten oberhalb der Gleitebene wanderten schräg aufwärts. Die Schichtungen erlitten Knickungen. Das Gleiten und die Entstehung der Knicke ent-

stand zuerst am Fusspunkt der Wand, erst später an der Bodenoberfläche, woselbst die Verschiebung erst durch einen allmählichen Übergang von der einen in die andere Lage auf Strecke EC erfolgte. Bei weiterer Verschiebung der Wand entstanden, vom jeweiligen Fusspunkt der Wand ausgehend, neue Gleitebenen, so dass sich eine Schar von Gleitebenen bildete.

Unterhalb der Wand zeigten die Schichten keine Wanderung. Die dort in der Photographie, vergl. Abb. 42, erscheinende kleine Parallelverschiebung ist nur eine durch die Dicke des Glases bedingte perspektivische Täuschung.

Der Punkt C lag neben der hölzernen Kastenwand von der Wandoberfläche A um 15 cm entfernt. Auf dem mittleren freien Teil betrug das Mass AC 24 bis 25 cm und unmittelbar an der Glasscheibe $20\frac{1}{2}$ cm.

Die Hebung des Bodenkeiles entsprach im Profil einer Flächenverschiebung nach oben von 1285 qmm. Die Wanderung der Wand entsprach einer Fläche von 1867 qmm. Der Boden komprimierte sich also um $1867 - 1285 = 582$ qmm. Das Profil des Keiles ABB zeigte 10800 qmm. Die Zusammendrückung des Bodens betrug also etwa $\frac{1}{18}$ seines Volumens.

Der Böschungswinkel des benutzten ganz trockenen Sandes betrug $\varphi = 33^\circ$.

Der Gleitwinkel auf der mittleren, dem Einfluss der Wände entzogenen Strecke mass bei der ersten Entstehung $\omega = 19^\circ 50'$.

Tabelle IX Fall 2 giebt für $\varphi = 33^\circ$ bei $\delta = 11^\circ$ $\omega = 22^\circ$ an.

Thatsächlich zeigte die Neigung der Druckstange, welche zu Anfang des Versuches auf $\delta = 6^\circ$ eingestellt war, bei Ablesung des Gleitwinkels ω den Winkel $\delta = 11^\circ$ zur horizontalen. Der kleine Unterschied von $\omega = 19^\circ 50'$ und $\omega = 22^\circ$, d. h. zwischen dem Ergebnis des Versuches und der Theorie kann durch die Drehung der Wand um 5° bedingt gewesen sein oder auf Mängeln der Messmethode beruhen. Es muss die Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuchsergebnis als eine durchaus befriedigende bezeichnet werden.

Es hatte allerdings den Anschein, als sei die Gleitfläche nicht genau eine Ebene, sondern als besitze dieselbe eine nach oben schwach konkav gestaltete Form. Die Versuche sollten übrigens nicht dazu dienen, die Erddrucktheorie zu prüfen, dazu waren dieselben zu einfacher Art und zu klein. Sie sollten nur die Gewinnung einer klaren Anschauung der Vorgänge erleichtern.

§ 23. Die Richtung des passiven Erddruckes, d. h. die Grösse des Winkels $k \leq \beta$.

1) Gegeben nur eine aktive Kraft K .

Die Richtung des passiven Erddruckes vermag um den Reibungswinkel β nach oben oder nach unten von der Normalen NN , zur Vorderseite der Wand verstanden, abzuweichen.

Der passive Erddruck fällt in den Winkel POP' Abb. 43. Seine Richtung ist im übrigen durch die passive Kraft K gegeben. Weicht diese um einen Winkel $k < \beta$ von der Normalen NN ab,

dann ist dieser Winkel k für die Richtung des passiven Erddruckes entscheidend; vergl. Abb. 44 S. 105. Fällt die aktive Kraft aus dem Winkel POP' Abb. 43 nach unten heraus, dann ist die Richtung des passiven Erddruckes durch die Linie PO ge-

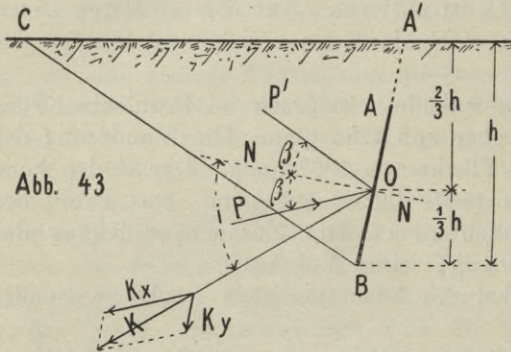


Abb. 43

geben, da der Reibungswinkel β nicht übertroffen werden kann. In diesem Fall zerlegt sich die aktive Kraft K in die Seitenkräfte K_x und K_y , Abb. 43. Die Komponente K_x ist parallel PO und die Komponente K_y parallel mit AB . Die Richtung des passiven Erddruckes, durch PO gegeben, weicht hier dann von der Normalen NN um den ganzen Reibungswinkel β ab, welcher zwischen dem Boden und der Vorderfläche der Wand in Rechnung zu stellen ist.

Die Tafel oder Wand AB steht nun fest im Boden, wenn der passive Erddruck PO grösser als die Komponente K_x der aktiven Kraft ist und wenn die Komponente K_y am Fusspunkt B der Platte vom Boden aufgenommen werden kann. Ferner ist zu fordern, dass der Druck gegen die Flächeneinheit des Bodens an der Vorderseite AB sowie am Fuss B nicht zu gross wird; z. B. nicht grösser als $\frac{1}{2}$ bis 1 kg/qcm bei nicht gewachsenem, aber gut eingestampftem Boden.

Ist die aktive Kraft K nach oben gerichtet und fällt dieselbe

zwischen $NO P'$, vergl. Abb. 43 S. 104, dann ist der passive Erddruck jener aktiven Kraft entgegen schräg nach unten gekehrt; er weicht dann um den Winkel $k \angle NO P'$ von der Normalen zur Wand ab. Schliesst die aktive Kraft K einen Winkel $i > \beta$ mit der Normalen zur Wand ein, dann ergibt sich als Grenzwert für den passiven Erddruck der Winkel $k < i$ und zwar $k = \beta$. Die Richtung des passiven Erddruckes ist dann $P' O$, Abb. 43. In diesem Falle ist die aktive Kraft K wieder zu zerlegen. Die Komponente K_x weist diesmal schräg nach oben; sie ist parallel OP' und die Komponente K_y in Richtung nach oben parallel OA . Die Platte ist bestrebt, der Seitenkraft K_y zu folgen und hinaus zu gleiten; sie muss durch Belastung oder durch eine Befestigung an Pfählen daran gehindert werden.

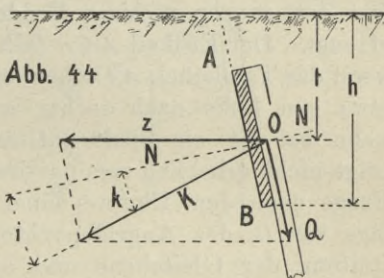
Man wähle:

für rauhes Mauerwerk	$\beta = \varphi$
„ glatten Verputz und gesägtes Holz	$\beta = \frac{2}{3} \varphi$
„ gehobeltes, glattes Holz	$\beta = \frac{1}{3} \varphi$

2. Gegeben seien 2 oder mehrere aktive Kräfte.

Gegeben seien die aktiven Kräfte Z und Q . Die äussere Kraft Q sei hier der Zugwiderstand des eingerammten Pfahles, d. h. dessen Haftwiderstand im Boden.

Man bildet aus den äusseren Kräften Z und Q einfach die Mittelkraft K als Resultierende und verfährt mit K nach dem vorstehend erläuterten Fall 1. Im vorliegenden Beispiel sei $i < \beta$. In diesem Fall ist der Winkel k , den der passive Erddruck mit der Normalen



normalen NN zur Wand einschliesst, gleich i und kleiner als β . Die Reibung zwischen Boden und Wand wird nicht voll ausgenutzt.

Die Richtung der aktiven Mittelkraft K ist dann für die Richtung des passiven Erddruckes allein entscheidend.

§ 24. Die Höhenlage des Angriffspunktes für den passiven Erddruck.

Bei einem linearen Gesetz der Zunahme des passiven Erddruckes nach der Tiefe findet sich die Lage des Angriffspunktes

der Mittelkraft in einer Tiefe $t = \frac{2}{3} h$; vergl. hier Abb. 44. Diese Lage des Angriffspunktes O ist, soweit der Bodenwiderstand in Frage kommt, immer möglich. Eine Konstruktion, welche bei dieser Annahme den statischen Anforderungen genügt, ist sicher.

Man kann einen aus festem Stoff bestehenden Keil ABC , welcher auf der Gleitebene BC liegt, vergl. Abb. 43, S. 104, aufwärtsschieben, einerlei ob man den Angriffspunkt O der angreifenden aktiven Kraft in $t = \frac{2}{3} h$ Tiefe oder höher beziehungsweise tiefer wählt. Auch ist die Grösse der aufzuwendenden Kraft unabhängig von der Lage des Angriffspunktes O ; es wird nur die Verteilung des Auflagerdruckes längs der Ebene BC variieren. Dadurch entstehen aber Bruchbeanspruchungen im Keil, es können die Spitzen abbrechen, z. B. die Spitze bei C , wenn O zu hoch gewählt wird und die Spitze bei B , wenn O zu tief gewählt wird. Da nun der Erdkeil nicht bruchfest ist, so folgt, dass die Gleitfläche nicht mehr eine Ebene bleibt, sondern eine gekrümmte oder gebrochene Gestalt annimmt, wenn der Angriffspunkt der aktiven Kraft nicht in $t = \frac{2}{3} h$ Tiefe liegt.

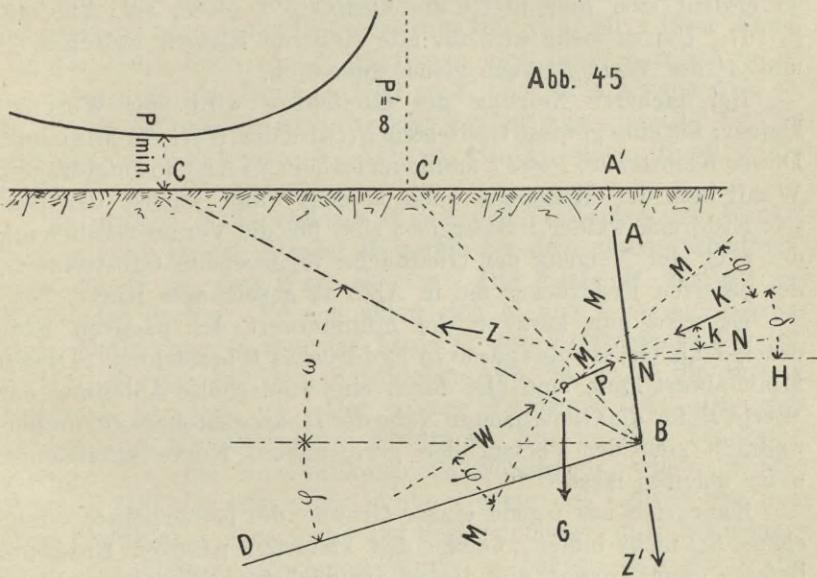
Es ist nicht erforderlich, die Tafel AB , Abb. 43, bis an die Geländeoberfläche zu führen; sie nimmt trotzdem den ganzen oder fast den ganzen passiven Erddruck auf, welchen der Keil $A'CB$ erzeugt. Der Erdkeil $A'CB$ fällt nämlich noch nicht auseinander, wenn das Tafelstück AA' oben fehlt. Das bisschen Erde, was oben etwa von links nach rechts vom Keil $A'BC$ abrutschen würde, wenn bei AA' ein Spalt entstände, hat nicht viel Gewicht; es trägt nicht erheblich zum passiven Erddruck bei. Die Lösung der Frage nach dem Einfluss einer Veränderlichkeit in der Höhenlage von O , des Angriffspunktes der aktiven Kraft auf die Gestaltung der Gleitebene und auf die Grösse des passiven Erddruckes würde sich für eine Doktordissertation im Ingenieurbaufach sehr wohl eignen.

§ 25. Die Grösse des passiven Erddruckes als ein Minimalwert des Boden-Widerstandes.

Bei allen Baukonstruktionen ist die statische Untersuchung dahin gerichtet, festzustellen, ob die Maximalwerte der Widerstände, z. B. der Materialfestigkeiten, hinreichen, den Maximalbeträgen der angreifenden, d. h. der aktiven Kräfte, nicht nur das

Gleichgewicht zu halten, sondern ob sie ausreichen, diese so weit zu überbieten, wie dieses der Sicherheit halber zu fordern ist. Somit kam bei Ableitung des aktiven Erddruckes der Meistbetrag in Frage, während es hier bei dem passiven Erddruck gilt, den möglichen Kleinstwert zu bestimmen. Es ist festzustellen, ob es keine Gleitebene giebt, für welche der passive Erddruck zu klein ausfallen wird, um der aktiven Kraft zu widerstehen.

Gegeben seien die angreifenden Kräfte Z und Z' , ihre resultierende Mittelkraft ist K . Diese weiche um den Winkel $\iota < \beta$



von der Normalen NN zur Wand-Vorderseite AB ab; vergl. Abb. 45. Alsdann ist P in der Verlängerung von K der passive Erddruck. Es ist nun festzustellen, ob dieser passive Erddruck P unter Annahme beliebiger Neigung der Gleitebenen um einen hinreichenden Betrag grösser ausfallen kann als K , ohne dass $A'BC$ nach oben hinausgeschoben wird. Es ist zu fordern, dass K um ein n faches z. B. auf den $1\frac{1}{2}$ fachen Wert anwachsen müsste, wenn der passive Erddruck überwunden werden sollte. Den Grenzwert des passiven Erddruckes, bei welchem der Keil $A'BC$ nach oben hinaus geschoben werden würde, nennen wir die Grösse des

passiven Erddruckes. Davon nutzen wir bei unseren Konstruktionen der Sicherheit halber meistens nur die Hälfte oder $\frac{2}{3}$ aus.

Von der Normalen M^1M^1 zur Fläche BC^1 weiche die aktive Kraft K nur um den Winkel φ ab, d. h. um den Reibungswinkel. Man könnte also die Kraft K bis ins Unendliche steigern, ohne dass der Keil A^1BC^1 nach oben herausgedrängt werden könnte. Die Reibung hält ihn. Für die Ebene BC^1 ist also der passive Erddruck unendlich gross. Stellen wir die Grösse des passiven Erddruckes wieder bildlich durch Ordinaten dar, in den Endpunkten C der entsprechenden zugehörigen Gleitebenen errichtet, so ergibt sich hier in C^1 die Ordinate $P = \infty$, vgl. Abb. 45, S. 107. Um so mehr wird für alle steileren Ebenen zwischen C^1 und A^1 der Wert P^1 auch gleich unendlich.

Bei flacherer Neigung der Gleitebene wird der Wert P^1 kleiner; für eine gewisse Gleitebene BC wird der Wert ein Minimum. Dieser Kleinstwert $P = P^1$ minimum ist bei C in Abb. 45 aufgetragen. Wählt man die Gleitebene noch flacher, dann wächst der passive Erddruck wieder. So ergibt sich für die Veranschaulichung der nach der Neigung der Gleitfläche variierenden Grössenwerte des passiven Erddruckes die in Abb. 45 gezeichnete Kurve.

Es wird nun kurzweg der Minimalwert des passiven Erddruckes als Grösse des passiven Erddruckes P bezeichnet. Diesen Minimalwert kann man also durch eine wiederholte Ableitung der Werte P^1 für die Gleitebene in Nähe der Hauptgleitebene BC finden, wodurch sich der Verlauf der gezeichneten Kurve schätzungsweise ableiten lässt.

Kann sich aus irgend einem Grunde die gefährlichste Gleitebene BC nicht bilden, welche den kleinsten passiven Erddruck liefert, dann kommt die dieser am nächsten liegende mögliche Gleitebene in Frage. Es gilt also, einmal den passiven Erddruck P^1 für eine beliebige Gleitebene zu bestimmen und weiter den Kleinstwert des passiven Erddruckes, d. h. den bezüglichen Wert für die ungünstigste Gleitebene BC zu finden.

Der Winkel, welchen die Hauptgleitebene BC mit der Horizontalen einschliesst, sei ω benannt.

§ 26. Ableitung der Grösse des passiven Erddruckes für eine beliebige Gleitebene.

Tritt eine Kraft auf, welche bestrebt ist, den Keil A^1BC , Abb. 45, längs BC nach oben einzuschieben, dann stemmt sich

die Reibung dieser Bewegung entgegen. Sie ist längs BC von C nach B gerichtet, so dass die Auflager-Reaktion W des Keiles $A'BC$ aus der Normalpressung in Richtung MM und der Reibung in Richtung CB zusammengesetzt, eine von der Normalen MM um den Reibungswinkel φ abweichende Richtung besitzt. Im Grenzfall, wenn der Erdkeil sich gerade noch im Gleichgewicht befindet, heben einander die Kräfte W , K und G auf. Man findet nun die Grösse von $P = -K$ aus dem Kräfteplan, wie das für den aktiven Erddruck in Abb. 21, S. 55 dargestellt ist. Man zeichnet zunächst ausserhalb der Fig. 45 die Grösse G als Vertikale auf. Es ist G das Gewicht des Erdprismas $A'BC$ für eine Abmessung, normal zur Bildebene von 1 m, d. h. für 1 lfdm Wand. An das obere Ende von G trägt man eine Linie parallel zu W , an das untere eine Linie parallel zu K , oder falls K nach Abb. 43, S. 104 in Kx und Ky zuvor zerlegt werden muss, parallel Kx . So entsteht der Kräfteplan bei , Abb. 47, S. 111, darin Linie ie die Kraft $K = -P^1$ bedeutet.

In diesem Fall schliesst W mit der Vertikalen den Winkel $\omega + \varphi$ ein. Dieser Winkel ebi zeigte bei dem aktiven Erddruck, Abb. 23, S. 56, den Wert $\omega - \varphi$. Die Linie W verläuft im Kräfteplan flacher. Es schneiden sich be und ie in einer grösseren Entfernung ei von der Linie G des Kräfteplanes Fig. 47, S. 111, als das bei dem Kräfteplan Abb. 23, S. 56 für aktiven Erddruck der Fall ist. Der passive Erddruck fällt also weit grösser aus als der aktive Erddruck. Nur in dem Sonderfall $\varphi = 0$, d. h. für eine vollkommene Flüssigkeit, wie z. B. für Wasser, fällt der Gegensatz in der Grösse des aktiven und passiven Erddruckes ganz fort. Bei Schlamm Boden, d. h. bei Bodenarten mit kleinem Böschungswinkel φ nähern sich die Werte für aktiven und passiven Erddruck einander.

§ 27. Neigungswinkel der Gleitebene für den passiven Erddruck.

Für eine vertikale Wand und für $\beta = 0$ halbiert die Hauptgleitebene den Winkel $A'BD$. Die Linie BD weicht nun von der Horizontalen nach unten um den Winkel φ ab. Es wird

$$\varphi + \omega = \frac{90 + \varphi}{2}$$

$$\omega = \frac{90 - \varphi}{2}$$

für passiven Erddruck. Bei dem aktiven Erddruck wich DB nach oben hin um φ von der Horizontalen ab, da ergab sich

$$\omega - \varphi = \frac{90 - \varphi}{2}, \text{ vergl. 48 und}$$

$$\omega = \frac{90 + \varphi}{2}$$

für aktiven Erddruck. Die Gleitebene BC ist bei dem passiven Erddruck mithin weitaus flacher geneigt als bei dem aktiven Erddruck.

In den Tabellen IX bis XII sind für die zugehörigen Werte δ und k die Gleitwinkel ω angegeben.

Ähnlich wie in der Formel $\omega = \frac{90 - \varphi}{2}$ ergeben sich überall kleinere Werte ω bei grösseren Werten φ ; z. B. in Tabelle IX findet sich:

Fall 1 $\omega = 9\frac{1}{2}^\circ$ bei $\varphi = 42^\circ$ und $\delta = 28^\circ$
 und Fall 2 $\omega = 13\frac{1}{2}^\circ$ bei $\varphi = 33^\circ$ und $\delta = 28^\circ$.

Der Winkel δ giebt an, um welchen Betrag die aktive Kraft und mithin auch der passive Erddruck von der Normalen zur Wand, welche in den Tabellen IX, X und XI eine Horizontale ist, abweicht. Dabei bleibt nach Abb. 43, S. 104 zu beachten, dass $\delta \leq \beta$ bleibt, anderenfalls eine auf S. 48 beschriebene Zerlegung der aktiven Kraft K in K_x und K_y erfolgen muss.

Der Winkel δ ist nur ein besonderer Fall des Winkels k , Abb. 43, S. 104. Bei einer schrägen Wand ist der Winkel zwischen der Wandnormalen und der aktiven Kraft K als Winkel k bezeichnet, bei der vertikalen Wand als Winkel δ . Die Begründung dieser Bezeichnungsweise findet sich S. 114–116.

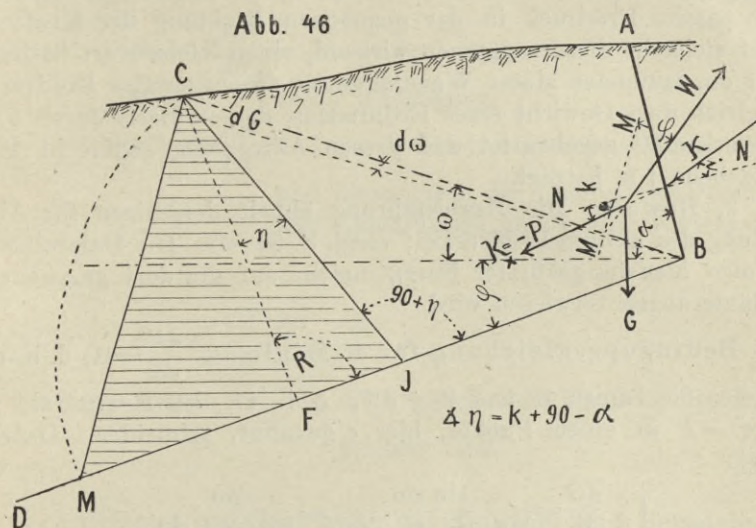
Bei geböschtem, vor der Wand abfallendem Gelände kann der Winkel ω auch negative Werte annehmen. Punkt C liegt dann tiefer als B ; vergl. Abb. 9, Tabelle XI.

B. Das Verfahren Rebhann zur Ermittlung des kleinsten passiven Erddruckes.

§ 28.

1. Ausführung der Konstruktion; vergl. Abb. 46. Gegeben die Richtung K der aktiven Kraft, oder falls diese um einen Winkel $i > \beta$ von der Normalen $N-N$ zur Wand abweicht,

die Richtung der Komponente Kx , welche mit NN den Winkel $k = \beta$ bildet; vergl. Abb. 43, S. 104. Die Begrenzung des Geländes vor der Wand ist durch eine Kurve oder gerade Linie AC ge-

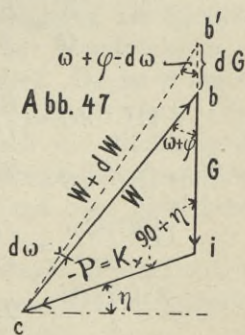


geben. Die Neigung der Wand-Vorderfläche ist durch den Winkel α festgelegt, welchen diese mit der Horizontalen bildet.

Man trage den Böschungswinkel φ nach unten an die Horizontale durch B gezogen. Man erhält alsdann BD . Hierauf zeichne man BC etwa als Halbierungslinie des Winkels DBA . Von C aus falle man das Lot CF auf BD . An CF trage man den Winkel: $\angle \eta = k + 90 - \alpha$. So ergibt sich Punkt J .

Es ist nun BC die Hauptgleitebene, wenn das Dreieck CBJ der Figur BCA an Flächeninhalt gleich ist. Wofern das Dreieck zunächst noch zu klein, verschiebe man C etwas in Richtung nach A und wiederhole die Konstruktion des Punktes J . Im entgegengesetzten Fall verschiebe man C , so dass AC grösser wird. Nach 2 Versuchen wird man die Übereinstimmung in hinreichender Weise erreicht haben.

2. Grösse des passiven Erddruckes. Ist C so gefunden,



dass CBJ inhaltsgleich BCA geworden ist, dann schlage man JC auf JD ab und zeiche dort M . Das in Abb. 46 schraffierte Dreieck CJM giebt nun die Grösse des passiven Erddruckes für die Hauptgleitebene BC an, d. h. für diejenige Gleitebene, für welche der passive Erddruck in der gegebenen Richtung der Kraft K oder vielmehr dieser entgegen wirkend, einen Kleinstwert besitzt. Für ein laufendes Meter Wandlänge ist dieser passive Erddruck P gleich dem Gewicht eines Erdprismas, dessen Basis durch das Dreieck CJM gegeben ist und dessen Abmessung senkrecht zur Bildebene 1 m beträgt.

3. Beweis. Die Beweisführung ähnelt derjenigen für Ableitung des aktiven Erddruckes; vergl. S. 56—58. Die Darstellung erfolge hier in gekürzter Form, indem auf die dort gegebenen Erläuterungen verwiesen wird.

Bedingungsgleichung für P -Minimum $\frac{dP}{d\omega} = 0$; d. h. es müssen die Linien W und $W + dW$, Abb. 47, den Kraftstrahl K oder $-P$ in einem Punkte, hier c genannt, schneiden. Daher folgt:

$$\text{I. } \frac{dG}{W} = \frac{\sin d\omega}{\sin(\omega + \varphi - d\omega)} = \frac{d\omega}{\sin(\omega + \varphi)}$$

$$\sin(\omega + \varphi) = \frac{CF}{BC}; \text{ vergl. Abb. 46.}$$

$$\text{II. } dG = \frac{BC}{CF} \cdot d\omega \cdot W,$$

$$\frac{W}{G} = \frac{BC}{BJ}. \text{ Da } \triangle cib \sim \triangle CJB, \text{ durch Antragung des Winkels } \eta = k + 90 - \alpha \text{ an Lot } CF.$$

$$\text{III. } dG = \frac{BC}{CF} \cdot d\omega \cdot \frac{BC}{BJ} \cdot G = \frac{(BC)^2 \cdot d\omega \cdot G}{CF \cdot BJ}$$

Ferner ist: $dG = \frac{\gamma(BC)^2 d\omega}{2}$. Vergl. den schmalen Streifen Abb. 46.

$$\frac{\gamma(BC)^2 d\omega}{2} = \frac{(BC)^2 d\omega \cdot G}{CF \cdot BJ},$$

$$\frac{\gamma \cdot CF \cdot BJ}{2} = G.$$

Mithin muss ein Dreieck des Flächeninhaltes $\frac{CF \cdot BJ}{2}$, also das Dreieck CBJ inhaltsgleich der Fläche ABC werden, da die Grösse G das Gewicht des Keiles ABC bedeutet.

Die Inhaltsgleichheit der Figuren BCJ und BCA ist also die Bedingung dafür, dass Ebene BC die Hauptgleitebene ist, für welche der passive Erddruck den gesuchten Kleinstwert annimmt.

Es folgt dann:

$$P = G \cdot \frac{CJ}{JB}, \text{ da } \triangle bci \sim \triangle BCJ,$$

$$JM = CJ \text{ durch Auftragung,}$$

also $P = G \cdot \frac{JM}{JB}$, und da G das Gewicht des Keiles BCA und dieses nach der Bedingungsgleichung und Konstruktion gleich dem Gewicht des Keiles $CCJ = \gamma \cdot \frac{BF \cdot JB}{2}$, so wird

$$P = \gamma \cdot \frac{CF \cdot JB}{2} \cdot \frac{JM}{JB}$$

$$P = \gamma \cdot \frac{CF \cdot JM}{2}, \text{ d. h. gleich dem Gewicht des Erdprismas } CJM.$$

C. Anleitung zur Benutzung der Tabellen und Beispiele.

§ 29. Die Bezeichnung der Winkel i , k , δ und β .

Bei dem aktiven Erddruck hatten wir nur mit dem Winkel β zu rechnen, d. h. mit dem Reibungswinkel zwischen Boden und Wand. Dieser giebt unmittelbar die Abweichung der Richtung des aktiven Erddruckes von der Normalen zur Wandrückseite an.

Bei dem passiven Erddruck ist das anders. Da ist β nur die äussere Grenze für die Richtung des passiven Erddruckes. Diese Richtung selbst ist zunächst bedingt durch die Richtung der aktiven Kraft oder die Richtung der Resultierenden der aktiven Kräfte, falls mehrere äussere Kräfte die Wand oder Tafel beeinflussen.

Da die aktive Kraft K einen ganz beliebigen Winkel mit der Normalen zur Wand bilden kann, ist dieser Winkel besonders bezeichnet und zwar mit „ i “; vergl. § 23, S. 104.

Der Winkel, welchen der passive Erddruck mit der Normalen zur Wandvorderseite einschliesst, ist „ k “ genannt.

Der Winkel, welchen der passive Erddruck mit der Horizontalen einschliesst, ist mit „ δ “ bezeichnet.

Bei einer vorn vertikalen Wand sind die Winkel k und δ identisch. Bei Wänden mit geneigter Vorderseite sind k und δ nicht identisch.

In den Tabellen IX, X und XI, welche eine vertikale Wandvorderseite voraussetzen, ist der Winkel zwischen der Richtung der aktiven Kraft (oder, was dasselbe ist, der Richtung des passiven Erddrucks) mit der Normalen zur Wand „ δ “ genannt, da hier diese Normale zugleich eine Horizontale ist. In Tabelle XII musste der Buchstabe k benutzt werden, da hier k nicht mit δ identisch ist.

Dabei bleibt zu beachten, dass die Winkelwerte $k = \delta$ Tabelle IX bis XI und k Tabelle XII niemals grösser werden können als β . Ist also $i > \beta$, dann tritt an die Stelle von i der Winkel $k = \beta$; vergl. die Zerlegung der aktiven Kraft K in die Komponenten Kx und Ky , Abb. 43, S. 104.

§ 30. Die Benutzung der Winkel k und δ .

Die Werte des passiven Erddruckes bei vertikaler Wand sind in den 3 Tabellen IX bis XI enthalten. Wollte man in derselben Ausführlichkeit die Werte für verschiedene Wandneigungen wiederholen z. B. für 8 Fälle verschiedener Neigung der Wand, dann entstünden $3 \times 8 = 24$ Tabellen. Um die Übersicht nicht zu stören und den Umfang der Arbeit zu beschränken, ist dafür nur die eine Tabelle XII gegeben, welche sich nur auf gewöhnlichen guten Boden bezieht und auch da wieder nur auf 2 Unterabteilungen und jeweils nur auf die Grenzwerte von $k = 0$ und $k = \beta$. Für die Zwischenwerte fehlen die Angaben.

Man kann nun die Werte der voraufgegangenen Tabellen IX bis XI, welche ausführlicher gehalten sind, auch an Stelle der Tabelle XII für die geneigte Wand wie folgt benutzen.

Beispiel 1. a) Gegeben: Neigung der Wand-Vorderseite wie Abb. 10, Tabelle XII, nach dem Verhältnis $\frac{m}{1} = \frac{5}{1}$. Der Winkel k , welchen die Richtung der aktiven Kraft mit der Normalen zur Wand einschliesst, sei $k = 0$. Gegeben ferner gewöhnlicher Boden über Wasser, ziemlich nass, $\varphi = 33^\circ$, $\gamma = 1800$, wie Fall 1, Tabelle XII, vorsieht.

Dasselbst findet sich unter b für $m:1 = 5:1$ und $k = 0$ aufgeführt $\omega = 22\frac{3}{4}$ und $P = 4180 h^2 \text{ kg}$.

b) Das fast gleiche Ergebnis kann man auch aus Tabelle IX ablesen. Bei $k=0$ und $\frac{m}{1}=\frac{5}{1}$ weicht die Richtung des passiven Erddruckes von der Horizontalen um den Winkel $\delta = \text{arc} \cdot \text{tag} \frac{5}{1} = 11^{\circ} 20'$ ab. (Einfacher durch Zeichnung zu finden.)

Tabelle IX ergibt aber für denselben Boden, vergl. Fall 2 daselbst, und für $\delta=11^{\circ}$ hier $\omega=22^{\circ}$ und $P=4600 h^2$ kg. Dieser Wert entspricht mit einer Abweichung von etwa 10 % dem unter a aus Tabelle XII entnommenen Betrage. Das Ergebnis ist hier etwas zu gross, weil der Erdkeil ABC , welcher in Tabelle IX nach Abb. 8 bei vertikaler Wand in Anrechnung gebracht ist, gegenüber dem in Wirklichkeit bei schräger Wand nach Abb. 10, Tabelle XII, vorhandenen Erdkeil zu gross ist.

Bei einer Wand, welche nach Abb. 11, Tabelle XII, so geneigt ist, dass der Fuss der Wand vortritt, liefern die aus den Tabellen IX bis XI entnommenen Werte gegenüber den wahren Werten der Tabelle XII, einen gleichen Winkel δ vorausgesetzt, etwas zu kleine Werte.

Beispiel 2. Gegeben derselbe Boden, wie im Beispiel 1, hier aber $\frac{m}{1}=\frac{5}{1}$ im Sinne der Abb. 11, Tabelle XII, verstanden.

a) Nach Fall f daselbst ist für $k=33^{\circ}$ aufgeführt:

$$\omega = 15^{\circ} \text{ und } P = 7560 h^2 \text{ kg.}$$

b) In diesem Fall beträgt die Abweichung des passiven Erddruckes von der Horizontalen

$$\delta = k - \text{arc} \cdot \text{tag} \frac{5}{1} = 33^{\circ} - 11^{\circ} 20' = 21^{\circ} 40'.$$

Thatsächlich liefert nun Tabelle IX unter Fall 2 für $\delta=22^{\circ}$ die Werte $\omega=15\frac{3}{4}$ und $P=7580 h^2$ kg und für $\delta=21^{\circ} 40'$ etwas weniger als $P=7580$ oder $7560 h^2$ kg.

Man kann also, ohne einen allzugrossen Fehler zu begehen, die Werte der Tabellen IX bis XI auch für die geneigte Wand benutzen. Man hat dann aber zunächst den Winkel k nach der Richtung der aktiven Kraft und unter Berücksichtigung des Umstandes zu bestimmen, dass k nicht grösser werden kann als der Winkel β , der Reibungswinkel zwischen dem Erdboden und der Vorderseite der Wand. Alsdann bestimme man durch die Zeichnung oder durch trigonometrische Rechnung, wie in Beispiel 1

und 2 geschehen, die Grösse des Winkels δ und benutze nun die Tabellen IX bis XI, in welchen man den Erddruck für die in Frage kommende Bodenart und den in Frage kommenden Wert δ aufsucht. Das so gefundene Ergebnis ist dann etwas zu gross gegenüber der Wirklichkeit, wenn die Tafel so geneigt ist, wie Abb. 10, Tabelle XII zeigt, und etwas zu klein gegenüber dem wahren Wert, wenn die Tafel im Sinne der Abb. 11 an der Vorderseite eine Neigung aufwärts besitzt.

Beispiel 3. Gegeben sei aufgeweichter Boden unter Wasser und $\varphi = 12^\circ$; $\gamma'' = \gamma' - 1000 = 900$ kg. Neigung der Wand im Sinne von Abb. 11, Tabelle XII und zwar $m:1 = 5:1$. Ferner sei als Richtung der aktiven Kraft zur Normalen zur Wand der Winkel $i = 20^\circ$ gegeben. Da nun aber der Winkel k , den die Richtung des passiven Erddruckes mit der Normalen zur Wand bildet, hier, wo z. B. bei rauhem Mauerwerk im Meistbetrage k nur $k = \beta = \varphi = 12^\circ$ betragen kann, vergl. S. 105, so zerlegt sich K , die aktive Kraft, in K_x und K_y , vergl. S. 104 und Abb. 43. Der passive Erddruck, die Reaktion von K_x weicht von der Normalen zur Wand ab um $k = \beta = \varphi = 12^\circ$. Daraus folgt:

$$\delta = 12^\circ - \text{arc tag } \frac{5}{1} = 12^\circ - 11^\circ 20' = 0^\circ 40'.$$

Die genannte Bodenart ist nun in Tabelle XII nicht mit aufgeführt. Wir finden dieselbe aber in Tabelle X unter c, Fall 2 behandelt. Dasselbst ist zwar der Winkel $\delta = 0^\circ 40'$ nicht vorhanden, dafür sind aber die Winkelwerte $\delta = 4^\circ$ und $\delta = 12^\circ$ aufgeführt. Die Steigerung des Winkels um 8° von 4 auf 12 veranlasst dort eine Zunahme des Erddruckes von 740 auf 910 h^2 kg, also um 170 h^2 kg, das macht für 1° etwa $\frac{170}{8} = 21 h^2$ kg und daraus folgt schätzungsweise für $\delta = 0^\circ 40'$ etwa

$$P = \left[740 - 21 \cdot \left(4 - \frac{40}{60} \right) \right] h^2 \text{ kg} = 670 h^2 \text{ kg}.$$

Dieser Wert ist nun um ein geringes zu klein, da die Tafel in Wirklichkeit, in dem Sinn der Abb. 11 Tabelle XII, geneigt und nicht wie Tabelle X, aus welcher der Wert $P = 670 h^2$ kg gewonnen ist, voraussetzt, vertikal steht. Die Abweichung beträgt aber nach den Ausführungen der Beispiele 1 und 2 nur etwa bis 10 Prozent. So können die Tabellen IX bis XI also auch für

eine schätzungsweise Auffindung des passiven Erddruckes für geneigte Wände oder Tafeln ausgewertet werden, obwohl dieselben streng genommen nur für vertikale Wände abgeleitet sind.

Es ist aber zu beachten, dass der Winkel δ in den Tabellen IX bis XI immer nach unten von der Horizontalen abweicht. Für Fälle, wo δ über der Horizontalen liegt, also einen negativen Wert aufweist, können die Tabellen IX bis XI keine Auswertung finden, hier verbleibt nur die Benutzung der Tabelle XII. Oder es hat die Durchführung einer graphischen Ermittlung des Erddruckes nach dem Verfahren Rebhann § 28 S. 110 zu erfolgen.

§ 31. Darstellung des passiven Erddruckes als Dreieck nach einem einfachen Kräftemasstabe.

Ein Bild des passiven Erddruckes gewinnt man in derselben Weise, wie dies S. 49 bis 54 für den aktiven Erddruck erläutert wurde. Bisher pflegte man gewöhnlich den Erddruck durch ein Dreieck zu bezeichnen, so gross, dass ein Prisma aus Erde von Gestalt des Dreieckes durch sein Gewicht die Grösse des Erddruckes wiedergibt; vergl. Abb. 17 § 5, S. 49 hier.

Für den Gebrauch bequemer ist es, wenn der Flächeninhalt des Dreieckes sofort in Kilogramm den Erddruck bietet. Es fällt dann die nachträgliche Multiplikation mit dem Bodengewicht γ fort; vergl. § 6, S. 51 und Abb. 18 S. 52. Dieses letztere Verfahren ist hier angewendet.

In den Abbildungen 8 und 9, Tabelle IX und XI ist das Bild des passiven Erddruckes durch ein Dreieck gegeben, dessen Basis mit s bezeichnet ist. In der Darstellung bedeutet die Höhenzahl des Dreieckes Meter und die Basis s Kilogramm auf die Flächeneinheit, d. h. auf 1 qm.

Der Inhalt des Dreieckes $J = \frac{hs}{2}$ giebt in Kilogrammen die

Grösse des Erddruckes an; $P = J = \frac{hs}{2}$.

Es sei z. B. $h = 5$ m und nach Tabelle XI bei gutem Boden unter Wasser und vor der Wand geböschtem Gelände nach „1“ Fall d für $1:n = 1:3$ und $\delta = 8^\circ$; $P = 650h^2 \text{ kg} = 650 \cdot 5^2 \text{ kg} = 16250 \text{ kg}$.

Denselben Wert erhält man aus der Formel $P = \frac{hs}{2}$. Es ist nach Tabelle XI, 1 Fall d bei $\delta = 8^\circ$ angegeben $s = 1300 h \text{ kg}$,

genauer gesagt $s = 1300 h \frac{\text{kg}}{1 \text{ qm}}$. Mithin wird:

$$P = \frac{5 \text{ m} \cdot 1300 \cdot 5 \text{ m}}{2} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{qm}} = 16250 \text{ kg.}$$

Kurzerhand wird man bei den Berechnungen schreiben:

$$P = \frac{5 \cdot 1300 \cdot 5}{2} \text{ kg} = 16250 \text{ kg; vergl. auch § 6, S. 51—54.}$$

§ 32. Die Bildung von Zwischenwerten.

Naturgemäss können die Tabellen die Werte des Erddruckes nur für gewisse Fälle bieten. So zeigt z. B. Tabelle IX die Grösse des passiven Erddruckes nur jeweils für 4 Werte von δ . Es wird in den meisten Fällen für die hier in Frage kommenden Zwecke genügen, durch eine lineare Interpolation etwa gewünschte Zwischenwerte abzuleiten.

So steigt z. B. der Erddruck unten in der Abteilung 3, Tabelle IX bei $\delta = 20$ bis $\delta = 24$ um $6600 - 5640 = 960 h^2 \text{ kg}$. Wir haben also für $\delta = 21^\circ$ zu erwarten:

$$P = 5640 + 960 \cdot \frac{1}{24 - 20} = 5640 + 240 = 5880 h^2 \text{ kg.}$$
 Eine

genauere Anschauung von dem Gesetz der Veränderlichkeit von P oder s nach δ findet man durch Auftragung der 4 gegebenen Werte. Man zeichnet den Winkel δ anstatt in Graden als Strecke auf, z. B. $\delta = 10^\circ$ als 10 mm und errichtet am Endpunkt der Strecke ein Lot von der Grösse i , wobei eine entsprechende Verkleinerung angewendet wird; z. B. $100 \text{ kg} = 1 \text{ mm}$. Die Endpunkte der Lote oder Ordinaten bilden eine Kurve, welche das Gesetz der Veränderlichkeit veranschaulicht, vergl. auch die Interpolationen Abb. 26, S. 68 und Abb. 28, S. 71. Die schrägen Linien fallen hier aber fort. Wir gebrauchen nur eine Horizontale und die i Werte als Ordinaten einer Kurve.

Bei Zwischenwerten zu Tabelle XI ist die zu benutzende Figur fast ebenso wie Abb. 26, S. 68, nur dass die eine Schar der Neigungslinien fortfällt, da Tabelle XI nur Werte für einen vor der Wand abfallenden Boden bietet.

Ist von dem vorhandenen Boden nur der am Bau später in Frage kommende ungünstigste Feuchtigkeitszustand bekannt, so ferner der natürliche Böschungswinkel φ bei diesem Zustande

und das Gewicht eines Kubikmeters des Bodens γ , dann ist derselbe schon hinreichend gekennzeichnet. Die geologische oder anderweitige Bezeichnung thut nichts zur Sache. Es wird sich nur darum handeln, in den Tabellen ein Beispiel aufzusuchen, welches angenähert denselben Reibungswinkel aufweist. Diesen Fall benutzt man alsdann. Ferner ist der durch die Art der Bauweise bedingte Winkelwert δ zu berücksichtigen und nun der entsprechende Erddruck aus der Tabelle abzulesen. Zum Schluss ist noch eine Reduktion dieses Wertes nach dem Einheitsgewichte γ vorzunehmen. Zeigt der Boden in der Tabelle für den hier in Frage kommenden Wert φ das Gewicht γ und ist das Raumgewicht des in unserem Beispiel zu verwendenden Bodens zu γ' gemessen, so ist der Tabellenwert E noch mit $\frac{\gamma'}{\gamma}$ zu multiplizieren, um den wirklichen, hier in Frage kommenden Wert zu liefern.

Beispiel: Gegeben ein dichter Boden aus grobem Kies und lehmigem Sand, welcher im gesättigt nassen Zustande 2200 kg/cbm wiegt. Unter Wasser nehme der Boden eine Neigung $\varphi = 24^\circ$ an. Die Geländeoberfläche falle von der Wand mit 1:6 ab. Winkel δ , der Neigungswinkel der aktiven Kraft und mithin auch derjenige, des passiven Erddruckes, sei gleich 8° .

Man benutze die Tabelle XI, welche vom passiven Erddruck bei geneigtem Gelände handelt. Die Fälle 1 wie 2 können hier benutzt werden. In beiden ist $\varphi = 24^\circ$. Nach Fall 1 ist:

$P = 950 h^2 \text{ kg} \cdot \frac{2200 - 1000}{900}$; da hier das Gewicht des Bodens unter Wasser 1200 beträgt, während Fall 1 mit 900 rechnet.

$$P = 950 \cdot \frac{1200}{900} h^2 \text{ kg} = 1266 h^2 \text{ kg}.$$

Nach Fall 2 ermittelt:

$$P = 1050 \cdot \frac{1200}{1000} h^2 \text{ kg} = 1260 h^2 \text{ kg}.$$

Die Ungleichheit 1260 und 1266 ist nur durch Abrundung der Werte 950 und 1050 entstanden.

Es sei noch erwähnt, dass die Tabelle IX den passiven Erddruck für gewöhnlichen Boden in vollständigerer Weise und für je 4 Werte δ bietet, während Tabelle X andere Bodenarten kürzer behandelt. Tabelle XI bezieht sich auf ein vor der Wand ge-

neigt abfallendes Gelände und zwar nur für Boden unter Wasser. Tabelle XII zeigt die Verhältnisse bei geneigter Stellung der Wandvorderseite. In den Beispielen 1 bis 3 S. 114—117 ist angegeben, wie man nach Ableitung des Winkels δ aus k und $\text{arc tag } \frac{1}{m}$ angenäherte Werte des Erddruckes auch aus den Tabellen IX bis XI für die schräge Wand entnehmen kann.

Abschnitt IV.

Standicherheit von Stützwänden ohne Anker.

§ 33. Forderungen hinsichtlich der Standicherheit.

Die Wand muss eine hinreichende Sicherheit bieten:

- a) gegen seitliche, insbesondere horizontale Verschiebung,
- b) gegen Umkippen, d. h. gegen die Wirkung des Drehmomentes der angreifenden aktiven Kräfte,
- c) die Druckbeanspruchung darf weder im Material der Wand noch am Fundament für den Boden zu gross ausfallen.

Über die Grösse der erforderlichen Sicherheit sind im Bau-fach hinsichtlich der Beziehungen a) und b) keine Festsetzungen gemacht oder Normen aufgestellt. Da fehlt uns noch etwas. Zu der Stützmauer, deren Berechnung fehlerfrei durchgeführt ist und offen vorliegt, würden mehrere Beurteiler sich ganz verschieden über den Sicherheitsgrad der Konstruktion äussern.

So ist z. B. die bezüglich „b“ häufig gestellte Forderung, dass die Mittelkraft R , vergl. Abb. 48 S. 122, nicht aus dem mittleren Drittel irgend einer Schicht der Wand heraustreten darf, in manchen Fällen ungenügend, in einzelnen Fällen zu weitgehend. Ich kann eine Stützwand konstruieren, bei welcher die Resultierende überall genau in der Mitte der Wand sich hält, deren Sicherheit doch ungenügend ist. Ich stelle daher folgende, zum Teil ergänzte Forderungen auf.

Forderungen für die Sicherheit von Stützwänden.

1. Die Stützwand ist zunächst unter Voraussetzung des grössten aktiven und des kleinsten passiven Erddruckes zu berechnen, welche voraussichtlich gelegentlich an derselben zur Wirkung gelangen werden. Die Materialbeanspruchungen der Wand sowie die Bodenpressungen dürfen alsdann die üblichen als zulässig erachteten Werte nicht übersteigen.

2. Ferner ist als neue Bedingung aufzunehmen: „Die Stützwand darf einer Zerstörung erst dann durch Bruch des Materials,

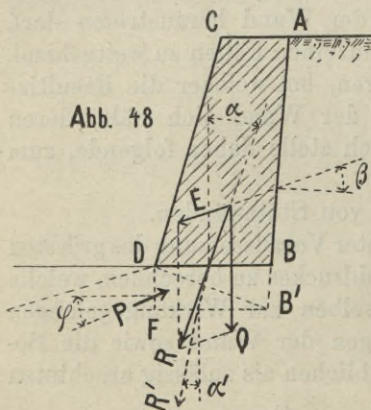
durch Kippen oder Nachgeben des Erdbodens anheimfallen, wenn der aktive Erddruck sich auf das Zweifache des unter „1“ bezeichneten Wertes gesteigert hat oder wenn der passive Erddruck auf den halben unter „1“ vorausgesetzten Betrag gesunken ist. Die Materialbeanspruchungen und die Bodenpressungen dürfen unter Voraussetzung dieser beiden Fälle ad 2 die Bruchgrenze noch nicht überschritten haben.

3. Als zur Wand gehörend ist allemal dasjenige Material aufzufassen, welches durch die Resultierende R , Abb. 48, S. 122, noch auf Druck beansprucht wird. Verlässt die Resultierende R den Kern, dann ist das Gewicht des auf Zug beanspruchten Materiales der unteren Schichten nur dann noch dem Gewicht der Mauer hinzuzurechnen, wenn durch Eiseneinlagen oder in anderer Weise für Aufnahme der Zugkräfte Sorge getragen ist. Dieses ist auch bei den Berechnungen zu Forderung „2“ zu beachten.

4. Im Fundament ist die statische Untersuchung so weit nach unten hin fortzusetzen, bis die ungünstigste Tiefe gefunden und der Nachweis geliefert ist, dass für eine grössere Tiefe die Stabilitätsverhältnisse des Bauwerkes günstiger werden. Auch für die ungünstigste Tiefe sind bei den Berechnungen Forderung 1 und 2 zu erfüllen.

§ 34. Wände verschiedener Bauweise.

a) Schwere Wand mit einem auf festem Boden flach aufsitzenen Fundament; Abb. 48. Gegeben die Mauer $ABCD$, mithin Q und E , sowie R und der Winkel α , um welchen die Resultierende R von der Normalen zum Fundament DB abweicht.



Die Forderung a) S. 121 ist mit dem benötigten Sicherheitsgrad der Forderung 2 S. 121 erfüllt, wenn bei Annahme des zweifachen Wertes des aktiven Erddruckes der Winkel α den Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Boden nicht übersteigt. Dieser Reibungswinkel wird den Wert φ erreichen, d. h. den Reibungswinkel

für das Gleiten von Boden auf Boden, wenn man die Unterfläche der Wand bei DB etwas rauh zur Ausführung bringt.

Ferner sind die Materialbeanspruchungen in der Mauer zu untersuchen. Auch ist die Pressung auf den Boden festzustellen, beides für die Fälle 1 und 2 S. 121.

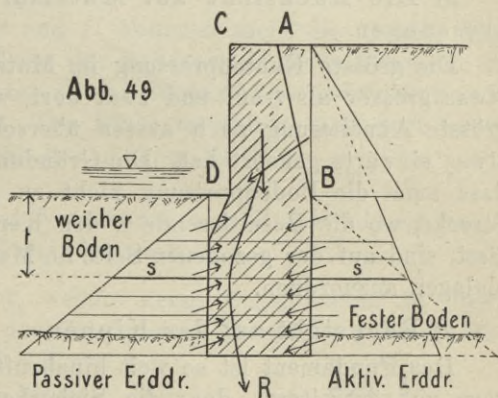
Bietet die Reibung längs DB nicht die hinreichende Sicherheit, dann wählt man als Basis DB' . Vielleicht mauert man dabei auch mit geneigter Schichtung. In diesem Fall ist das Mauer-
gewicht $AB'DC$ in Rechnung zu stellen wie der aktive Erddruck gegen AB' und der passive Erddruck gegen DF ; Abb. 48. Auch ist das Bodengewicht des Keiles DFB' teilweise oder vielleicht auch ganz mit in Rechnung zu stellen. Die Resultierende R' , welche aus diesen Erddruckkräften und Gewichten ermittelt wird, darf nun mit der neuen Basis $F'B'$ keinen zu grossen Winkel α' einschliessen. Auch hier sind wieder die Forderungen der Sicherheit 1 und 2 S. 121 zu erfüllen.

b) Schwere Wand mit einem tiefgreifenden Fundament.

α) Die Rücksicht auf Gleiten.

Der feste Boden findet sich erst in grösserer Tiefe. Die Resultierende R aus Mauer-
gewicht wie aus dem aktiven und positiven Erddruck ist unter Beachtung des Umstandes abgeleitet, dass als Einheitsgewicht von Mauerwerk unter Wasser $\gamma = 1000$ zu rechnen ist. Unterhalb der Basis DB nähert sich die Mittelkraft R der Aussenkante des Fundamentes. In einer gewissen Tiefe t wird die Ordinate s des passiven Erddruckes links so gross wie die Ordinate s des aktiven Erddruckes rechts. Von da ab überwiegt der passive Erddruck, durch welchen die Neigung der Resultierenden R so verändert wird, dass dieselbe sich von nun an steiler stellt und zuletzt nach innen, nach der Fundamentmitte hin, unter Umständen einbiegen wird.

In Bezug auf das Bestreben zu gleiten, ist mithin die Schicht



in einer Tiefe t oder eine höhere Schicht am gefährlichsten. Das Bestreben, zu gleiten nimmt in einer Tiefe grösser als t ab. In Hinblick auf das Gleiten ist also Sorge zu tragen, dass in den Schichten bis zur Tiefe t ein Gleiten mit Sicherheit unter Beachtung der Forderungen 1 und 2, S. 121 ausgeschlossen ist. In grösserer Tiefe nimmt die Gefahr auf das Gleiten und horizontale Ausweichen ab. Dabei ist t diejenige Tiefe, in welcher die Ordinate des passiven und des aktiven Erddruckes gleiche Werte aufweisen.

Liegt der feste Baugrund höher als in Abb. 49 gezeichnet ist, dann wird man auch die Fundierung nicht so weit hinabführen. Man wird aber die Fundierung zunächst doch bis zur Tiefe t hinabreichend zeichnen und die Drucklinie R bis dahin eintragen.

Dabei lässt sich erkennen, in welcher Tiefe kleiner oder gleich t in Rücksicht auf die Sicherheit gegen Gleiten aufhören darf. Die gefährlichste Schicht liegt etwas höher als die Tiefe t . Tiefer als t braucht sich eine Untersuchung in Rücksicht auf die Gefahr des Gleitens nicht zu erstrecken.

β) Die Rücksicht auf Material- und Bodenkantenpressungen.

Die grösste Kantenpressung im Material tritt in einer Tiefe etwas grösser als t auf und zwar dort, wo die Resultierende die grösste Annäherung nach aussen überschritten und sich wieder etwas einwärts gekehrt hat. Die Gründung muss so tief erfolgen, dass auch die Bodenpressung nicht zu gross ausfällt. Auf der Strecke, wo die Resultierende R den Kern des Mauerwerkes verlässt, sind auf der gezogenen Seite im Mauerwerk vertikale Eiseninlagen anzuordnen.

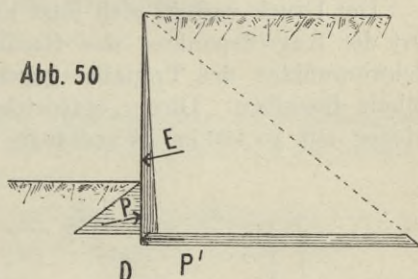
γ) Rücksicht auf das Kippen.

Das Fundament ist so weit hinabzuführen oder so weit nach vorn zu verbreitern, dass die Sicherheitsforderungen 1 und 2 S. 121 erfüllt werden. Dabei darf man in fast allen Fällen, wie hier geschehen, mit dem passiven Erddruck rechnen. Es ist aber zu beachten, dass der passive Erddruck erst eintritt, wenn die Wand zu kippen beginnt und wenn der Boden durch diese Drehbewegung der Wand so weit gestaucht ist, dass er wirklich den Gegendruck zu leisten im stande ist. Stützwände, bei welchen der passive Erddruck für die Erzielung der Stabilität mit heran-

gezogen werden muss, werden sich immer etwas drehen; sie werden kippen, bevor sie fest werden. Will man aus einem besonderen Grunde ausnahmsweise diese erste Drehung verhindern, dann sollte man statt des passiven Erddruckes auch vorn nur mit dem aktiven Erddruck rechnen.

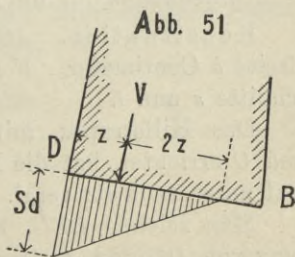
c) Leichte in den Boden gerammte Wand.

Der eingerammte im oberen Teil durch eine aktive Kraft E von rechts nach links beanspruchte Pfahl dreht sich etwas um einen Punkt D im Boden. Er legt sich über D nach links, unter D presst er sich rechts gegen den Boden an. So entstehen die passiven Erddruck-Kräfte P und P' , welche sich mit E sowohl hinsichtlich der seitlichen Verschiebung als auch in Bezug auf eine Drehung im Gleichgewicht befinden. Bei Erzeugung der Kräfte P und P' kommen nicht die ganzen, hier horizontal schraffierten Teile der Erddruck-Figur in Frage, da in der Nähe des Drehpunktes D die Bodenzusammendrückung sich dem Werte Null nähert. Der Pfahl verschiebt sich dort weder nach der einen, noch nach der anderen Seite.



§ 35. Zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der Kantenpressung.

a) Bei einer Schicht, welche keine Zugspannung zu übertragen vermag, z. B. an der Fundament-Unterfläche gehe die Resultierende nicht durch den Kern, d. h. nicht durch das mittlere Drittel. Die Komponente der angreifenden Resultierenden normal zu DB , Abb. 51, sei V . Die Entfernung des Schnittpunktes von V mit DB liege in einer Entfernung z von der nächsten Kante D . Alsdann verteilt sich der Druck V bekanntlich nach einem Dreieck, da der Druck auf



die Flächeneinheit der Schicht nach B hin abnimmt und schliesslich Null wird.

Es beziehe sich die Kraft V auf einen Teil der Mauer von 1 m Länge oder 100 cm und es sei z in Centimeter gegeben. Der Druck Sd auf die Flächeneinheit, d. h. auf 1 qcm erreicht alsdann an der Kante D den Wert:

$$Sd = \frac{2V}{3 \cdot 100 \cdot z} \text{ kg/qcm.}$$

b) Die Resultierende treffe das mittlere Drittel.

Der Druck verteilt sich jetzt nach einem Trapez. Es ist der Ort des Angriffspunktes der Resultierenden, d. h. die Lage des Schwerpunktes des Trapezes gegeben, sowie eine Seite und der Inhalt desselben. Dieser entspricht der Kraft-Grösse V , welche wieder auf je 100 cm Wandlänge wirkt. Es gilt die Länge der

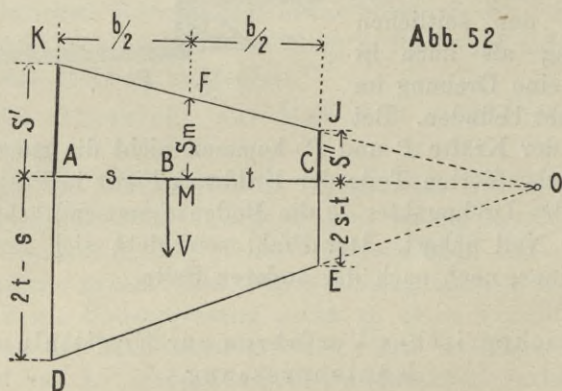


Abb. 52

parallelen Seiten AK und CJ zu bestimmen, welche die Kantenbeanspruchungen für die Flächeneinheit darstellen; vergl. Abb. 52.

Konstruktion. AC sei die von V gedrückte Schicht der Breite b Centimeter. V greift in B an und teilt AC in die Abschnitte s und t .

Das Hilfstrapez, mit den Seiten $(2t-s)$ und $(2s-t)$ in A und C errichtet, hat die Eigenschaft, dass sein Schwerpunkt normal unter B liegt; vergl. den Beweis 127–128.

Man zeichne DEO . Für den Schnittpunkt O in der Verlängerung von DE und AC besteht nun die Beziehung, dass alle von

O aus über AC konstruierten Trapeze eine Schwerpunktslage normal über B besitzen.

Nach einem passenden Massstabe trage man nun die mittlere Pressung $Sm = \frac{V}{100 \cdot b}$ kg/qcm über der Mitte von AC auf. So er-
giebt sich MF . Darauf ziehe man OFK . Dann liegt auch der
Schwerpunkt von $ACJK$ normal über B , was zu erreichen war
und da der Inhalt dieses Trapezes ferner der ganzen Kraft V
entspricht, da $Sm = \frac{V}{100 \cdot b}$ gemacht worden ist, bietet das Trapez
 $ACJK$ das Bild der Verteilung der Spannungen.

Die Kantenpressungen sind $S' = AK$
und $S'' = CJ$.

Die Grösse dieser Pressungen entnehme man unter Benutzung
desselben Massstabes, welcher für die Auftragung von Sm benutzt
wurde, aus den Längen AK und CJ .

Beispiel: Es sei $V = 60 t$ auf 1 m Wandlänge und $b = 3$ m.
Alsdann wird in Centimeter und Kilogramm ausgedrückt:

$$Sm = \frac{V}{100 \cdot b} = \frac{60\,000}{100 \cdot 300} = 2 \text{ kg/qcm.}$$

Diese 2 kg/qcm trage man nach dem Massstabe 1 cm = 1 kg
in der Grösse von 2 cm als $Sm = MF$ auf. Die Linie OFK er-
gebe alsdann $AK = 32$ m/m und $CK = 8$ m/m. Nach unserem Kräfte-
masstab 1 cm = 10 m/m = 1 kg findet sich so $S' = 3,2$ kg/qcm
und $S'' = 0,8$ „ „

Beweis: Bekanntlich findet man den Schwerpunkt J eines
Trapezes durch Antragung der Seiten $AF = b$ an a und $EG = a$
an b . J liegt dann auf dem Schnittpunkt von FG mit der Hal-
bierungslinie HK von a und b .

Die Dreiecke HJF und GJK sind nun ähnlich. Ihre Seiten
verhalten sich wie die zugehörenden Höhen

$$\frac{FH}{LJ} = \frac{GK}{MJ} \text{ oder}$$

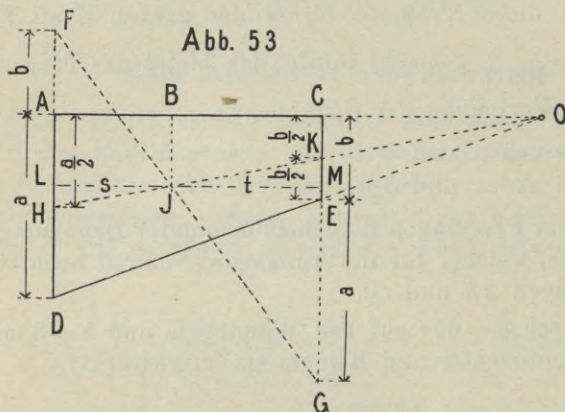
$$I. \quad \frac{b + \frac{a}{2}}{s} = \frac{a + \frac{b}{2}}{t}$$

Dieses Verhältnis gilt nun für alle Trapeze, deren Schwer-

punkte normal über B liegen, z. B. auch für ein besonderes Hilfs-
trapez, dessen Seiten a' und b' der Gleichung entsprechen:

$$\text{II. } b' + \frac{a'}{2} = \frac{3}{2}s$$

Da das Hilfstrapez dazu dienen soll, den Punkt O zu finden,
muss dasselbe auch der Gleichung I genügen. Es ist mithin nach
Gleichung I zu
fordern:



$$\frac{b' + \frac{a'}{2}}{s} = \frac{a' + \frac{b'}{2}}{t}$$

und II hier ein-
gesetzt:

$$\frac{\frac{3}{2}s}{s} = \frac{a' + \frac{b'}{2}}{t}$$

$$\text{III. } \frac{3}{2}t = a' + \frac{b'}{2}$$

Aus Gleichung II und III findet sich durch Ermittlung von
 b' aus II und durch Einsetzen in III:

$$\text{IV. } a' = 2t - s,$$

wie weiter durch Einsetzen dieses Wertes in Gleichung III:

$$\text{V. } b' = 2s - t.$$

Dieses aus den Seiten $a' = 2t - s$ und $b' = 2s - t$ gebildete
Hilfstrapez ist in Abb. 52 benützt, um den Punkt O zu finden.
Es ist dort mit $ACDE$ bezeichnet.

Das Vorhandensein eines solchen Trapezes, mit einer der-
artig einfachen, hier verwendbaren Eigenschaft, fand ich vor etwa
6 Jahren nach mehrfachen Versuchen.

Abschnitt V.

Verankerungen und deren Wirkung.

A. Vollständige Vereinigung des Erdkeiles $C'BC''$ Abb. 54 oder ABC Abb. 55—61 zu einem festen Körper vorausgesetzt.

§ 36. Verminderung des Erddruckes durch Verankerungen.

Der im Abschnitt III behandelte Meistwert des aktiven Erddruckes entsteht, wenn ein Abrutschen des Erdkeiles ABC längs der Hauptgleitebene BC bei einem Ausweichen der Wand ein-

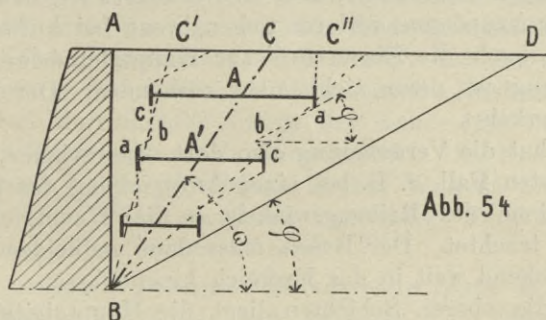


Abb. 54

treten wird. Die Reaktion der Wand verhindert aber das Abrutschen.

Setzen wir nun an die Stelle der Wand-Reaktion den Widerstand der links in Abb. 54 gezeichneten Ankerplatten, dann haben wir etwas ganz Ähnliches; nur dass der Erddruck dann die Wand nicht mehr voll trifft. Der Erdkeil $C'B \cdot C$ will auf BC rutschen, wird aber durch die Anker A' , A'' etc. daran verhindert, welche über die Gleitebene BC nach rechts hinaus greifen. Diese lassen die Entstehung der Gleitfläche BC nicht zu, indem sie den Erdkörper $C'BC$ mit dem Körper CBC'' zusammenhalten und $C'BC''$ zu einem festen Ganzen verklammern.

Auf die Wand AB kommt nur der Erddruck, welcher durch das Abgleiten des Keiles ABC' längs BC' oder des Keiles CAB'' längs der Fläche BC'' zu entstehen vermag. Beide Werte lassen sich nach § 8, S. 54, wie Abb. 20 u. 21 ermitteln; sie liefern kleinere Beträge, als sich in den Tabellen finden, d. h. kleinere Beträge als sich als aktiver Erddruck bei dem Abgleiten des Keiles ABC ergibt.

Die Verankerung würde in diesem Fall so zu wählen sein, dass das Abgleiten längs BC' keinen grösseren Erddruck veranlasst als längs BC'' .

Wo es sich um eiserne Anker handelt, wird man dieselben meist bis in die Wand hineinführen.

Eine solche Verankerung im Erdreich ist aber auch durch Lagen aus Busch zu bilden. Die Faschinen entsprechen dabei in ihrer Längsrichtung der Längsrichtung der Anker, welche sie ersetzen. Die Faschinen sind also etwa normal zur Längenerstreckung der Wand anzuordnen.

Ist unter normalen Verhältnissen BC die Gleitebene, und legt man nun die Faschinen so, dass BC verankert ist, dann kann der Zweck der Anordnung verloren gehen, wenn bei Aufweichung des Bodens hernach die Ebene BC'' zur Hauptgleitebene wird. Die Verankerung ist dann nicht mehr vorhanden. Der Busch liegt so ganz verkehrt.

Man hat die Verankerung also dort vorzunehmen, wo sich im ungünstigsten Fall, z. B. bei einer Aufweichung des Bodens und bei Abnahme des Reibungswinkels φ die Hauptgleitfläche BC zu bilden trachtet. Der Busch muss dann zu beiden Seiten von BC hinreichend weit in das Erdreich hinein fassen.

Für die oberen Schichten liegt die Hauptgleitebene näher der Wand. Man wird daher die Packung vorn bis an die Wand heranzuführen. Dann ist für alle Höschichten der Wand der Vorteil eines verminderten Erddruckes erreicht.

Man hat übrigens die Anker über die theoretisch ermittelte Ebene BC'' hinauszuführen, wenn die Ankerplatten keine zusammenhängende Tafel bilden und zwar so weit, dass die Schnittpunkte b der unter dem Reibungswinkel φ zur Horizontalen geneigt gezeichneten Linien ab und bc nicht zu weit in den Keil $C'BC''$ hineinfallen.

Grenzfälle: a) Die Grösse des aktiven Erddruckes E wird durch Anker, die nur bis an die Hauptgleitebene BC herangeführt oder noch kürzer gehalten sind, nicht gemindert.

b) Der Erddruck sinkt auf einen kleineren Betrag, wenn die Anker weiter reichen als BC und in den Erdkeil CBD hineingreifen.

c) Der Erddruck erreicht den Wert Null, wenn die Verankerung des ganzen Erdreichs bis an die natürliche Böschung BD erfolgt; vergl. Abb. 54, S. 129.

§ 37. Aufhebung des Kippmomentes durch Verankerung.

1. Erläuterungen.

Weit wichtiger als eine Verminderung der Grösse des Erddruckes durch Anker ist die gleichzeitige Erzielung einer grösseren Standfestigkeit der Wände gegen Kippen. Und das wird schon durch kürzere Anker erreicht.

Der Anker trägt den auf die Wand treffenden Erddruck in das Innere des Bodens zurück, wo derselbe durch Vermittelung der Ankerplatte auf das Erdreich abgegeben wird. Der also auf den Boden übertragene, nach vorn gerichtete Druck hat nun Gelegenheit, sich mit den aus dem Bodengewicht herrührenden Kräften $q'q''$ etc. zusammzusetzen; vergl. Abb. 56, S. 132. Als Teilwert von W lese in der Abb. 56 w statt des Buchstabens ω . So entsteht bei hinreichender Länge der Anker eine Resultierende, welche die Wand erst am Fundament trifft. Das Umsturzmoment kann dadurch beseitigt werden. Meines Wissens sind diese Beziehungen noch nicht eingehend untersucht. Eine weitere Ausführung mag daher erwünscht sein.

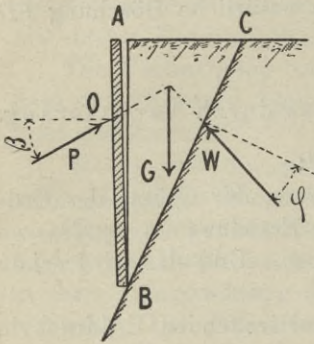
Vorläufige Annahme: BC sei eine feste Wand.

Der Keil ABC befinde sich zwischen einer festen geneigten Wand BC und einer beweglichen Wand AB . Das Gewicht der Wand AB sei in dem Keile einbegriffen. Gehalten werde die Wand in einem zwischen gewissen Grenzen beliebig zu wählenden Punkte 0 durch eine Kraft P , welche mit der Normalen zur Wand einen Winkel kleiner oder gleich dem Reibungswinkel β zwischen Wand und Erde einschliesst. Die Auflager-Reaktion W weicht von der Normalen zu BC um den natürlichen Böschungswinkel φ ab.

Es verteilt sich nun der Druck zwischen Keil und Wand AB gleichmässig über die Wand, wenn der Angriffspunkt 0 in der Mitte von AB liegt. Je tiefer 0 hinabrückt, desto ungleichmässiger verteilt sich die äussere Kraft über die Wandfläche.

In Abb. 56, S. 132, ist dieses dargestellt. Die Kraft P , welche in Abb. 55, z. B. durch eine Strebe als Stütze gegeben sein mag, ist in Abb. 56 durch den passiven Erddruck P gewonnen. Von den Kräften P , G und W , welche einander das Gleichgewicht halten, sind alle 3 der Richtung nach gegeben. Ferner ist der passive Erddruck der Lage nach gegeben, desgl. die Kraft G , welche durch den Schwerpunkt des Dreieckes ABC geht. Von G ist auch die Grösse bekannt; diese ist das Gewicht des Keiles ABC . Ähnlich der Abb. 21, S. 55 lässt sich aus den Kräften P , G und W ein Kräfteplan bilden und die Grösse der Kräfte bestimmen.

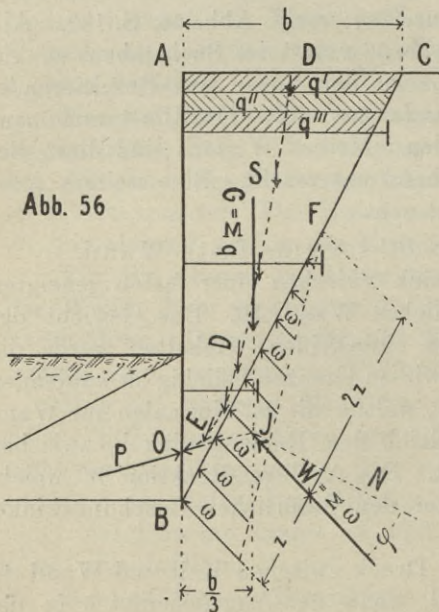
Abb. 55



Nachdem nun auch W der Lage und Grösse nach gefunden ist, lässt sich die Verteilung der Auflager-Reaktion über die

Fläche BF ermitteln. Dabei ist zu beachten, dass die Abmessung dieser Fläche normal zur Bildebene 1 m beträgt. Alle Angaben beziehen sich hier auf 1 m Wandlänge. Es ist $BF = 3x$. Wofern BF dann kleiner als BC ausfällt, erfolgt die Verteilung der Reaktion W nach einem Dreieck.

Abb. 56

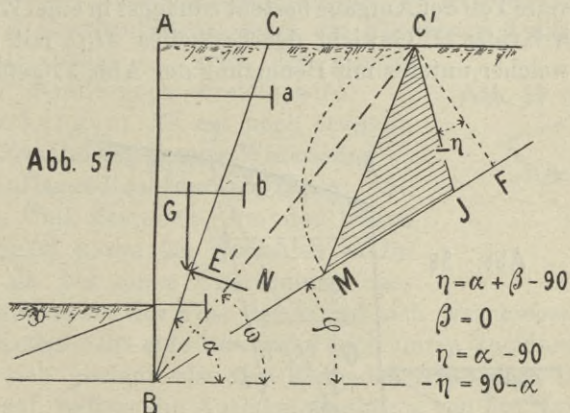


Der Druck auf die Flächeneinheit, hier w genannt, wird für Punkt F gleich Null. Vergl. Abb. 51, S. 125. In Abb. 56 lese man überall w statt ω . Trifft W die Linie BC im mittleren Drittel, dann erfolgt die Verteilung nach einem Trapez, wie Abb. 52, S. 126

zeigt. Es lassen sich nun der Reihe nach die Gewichte q und

die Auflager-Reaktionen w zusammensetzen. Das ergibt eine Drucklinie DD , welche unten bei 0 heraustritt. Die zuletzt sich ergebende Mittelkraft ist E , d. h. der unter diesen Umständen sich ergebende aktive Erddruck nach Lage, Grösse und Richtung. Der Buchstabe E ist in Abb. 56 etwas verzeichnet, er bezieht sich auf den letzten Pfeil der Linie DDO . Es muss nun diesem Erddruck E der passive Erddruck P nicht nur das Gleichgewicht halten, sondern es muss P nach den Sicherheits-Forderungen S. 121 etwa doppelt so gross sein.

Die Anker wirken also dahin, einen Teil Erdboden mit der Wand so zu vereinigen, dass der Schwerpunkt des vereinigten Körpers hinreichend weit nach hinten zu liegen kommt, so dass nach Zusammensetzung der Kräfte G und W eine Resultierende E



entsteht, welche hinreichend weit unten das Fundament trifft. Bei diesen Ausführungen war zur Vereinfachung der Beziehungen die Ebene BC als fest gedacht. Diese Annahme erleichterte die Einführung in den Gedankengang; sie ist aber im folgenden fallen zu lassen. In Wirklichkeit übt die Erde hinter BC einen aktiven Druck auf die Rückseite des Keiles BC aus, welchen aktiven Erddruck wir nun auch einführen wollen.

2) Verfahren zur Berechnung verankerter Wände.

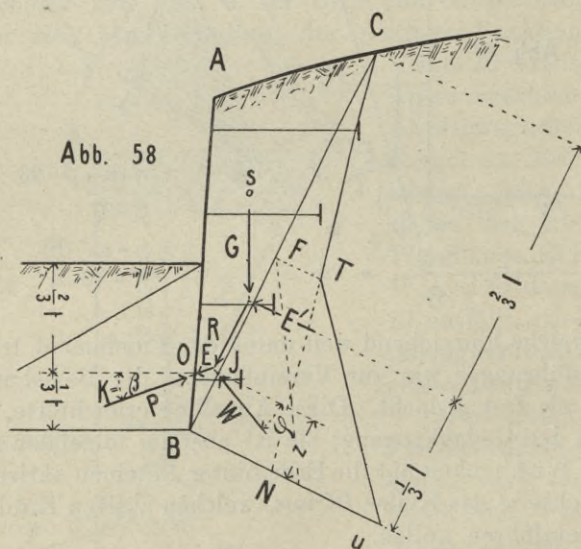
a) Bestimmung des aktiven Erddruckes E' gegen BC ; vergl. Abb. 57.

Der Erdkeil ABC bildet einen Teil der Wand. Die Wand-Rückseite ist gleichsam nach BC verlegt. Diese schliesst mit der Horizontalen nun den Winkel α ein. Nach der Tabelle VIII, welche den

Erddruck für eine geneigte Wandrückseite behandelt oder nach der Darstellung der Zwischenwerte Abb. 26 S. 69, ist nunmehr der aktive Erddruck E' zu bestimmen. Oder es ist dazu das Verfahren Rebhann § 9 S. 56 zu benutzen. Dabei ist aber zu beachten, dass zwischen dem Erdkeil ABC und der Erde dahinter hier keine Reibung in Frage kommt. Die Rückseite der Wand besteht nur aus Erde, sie hebt sich nicht, sondern sie erleidet eine Verdrückung, wenn sich der Erdkeil ABC um B dreht. Es wird mithin der Winkel β in diesem Fall gleich Null und im Verfahren Rebhann daher $\eta = \alpha + \beta - 90 = \alpha - 90$. Der Winkel η ist hier negativ, er wird mithin links an $C'F$ anzutragen sein.

b) Zusammensetzung der Kräfte.

Der zweite Teil der Aufgabe besteht zunächst in einer Zusammensetzung der Kräfte G , Gewicht des Erdkeiles ABC , mit dem Erddruck E' , welcher unter a mit Benutzung der Abb. 57 gefunden und



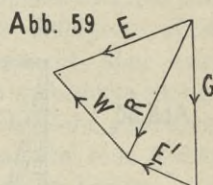
zwar nach Lage, Richtung und Grösse bestimmt ist. Man erhält als Mittelkraft die Resultierende R vergl. Abb. 59, der Buchstabe R bezieht sich in der Abb. auf den Pfeil parallel BC bei I . Es tritt nun diese aktive Kraft R an die Stelle des Wertes G der Abb. 56. Es ist also noch die an Abb. 55 auf Seite 132 erläuterte

Konstruktion, einer Zusammensetzung der Kräfte R P und W auszuführen. Es ist R an die Stelle von G getreten. Die Zusammensetzung der 3 Kräfte wird man in dem Kräfteplan Abb. 59 vornehmen, vergl. eventuell auch die Abb. 21 S. 55. Man findet die Grösse des aktiven Erddruckes E und mithin auch die Grösse des passiven Erddruckes P , welcher gerade ausreichen würde, der aktiven Kraft E , der Resultierenden aus R und W das Gleichgewicht zu halten. Es ist $P = -E$. In Wirklichkeit muss aber, um die Forderung hinreichender Sicherheit nach § 33 unter 1 S. 121 zu erfüllen, der passive Erddruck grösser sein. Der Boden muss im Stande sein einen etwa $1\frac{1}{2}$ oder doppelt so grossen passiven Widerstand zu leisten als der aktive aus dem Kräfteplan Abb. 59 abgeleitete Wert E anzeigt. Unabhängig davon ist eine zweite Konstruktion mit dem doppelten Betrage des aktiven Erddruckes, also mit $2E'$ durchzuführen; vergl. die Forderung 2 daselbst. In diesem Fall genügt es, wenn der passive Erddruck P gerade noch erreicht wird.

Bemerkungen: Es sei noch erwähnt, dass ohne Zweifel der passive Widerstand W , d. h. die Auflager-Reaktion des Keiles ABC im unteren Teil desselben, um den vollen Reibungswinkel φ von der Normalen zu BC abweicht, da bei einer Überwindung des passiven Erddruckes der Fuss der Wand sich verschieben und die Erde des Keiles ABC eine Bewegung nach unten ausführen würde. Es hängt sich alsdann also der Erdboden ABC längs BC an der Unterlage auf, so dass die Auflager-Reaktion, von der Normalen zu BC schräge nach oben gerichtet, um den vollen Reibungswinkel φ abweichen muss.

Die Richtung des passiven Erddruckes schliesst mit der Normalen zur Vorderwand den Winkel k ein, welcher im vorliegenden Fall gleich β , d. h. gleich dem Reibungswinkel zwischen Boden und Wand ist, da die aktive Kraft R eine steilere Neigung besitzt, d. h. einen Winkel $i > k$ mit der Normalen zur Vorderseite der Wand einschliesst. Vergl. § 23, Abb. 43, S. 104. Die aktive Kraft ist in Abb. 43 K bezeichnet, hier tritt nur eine andere Bezeichnung R an deren Stelle, und für αy tritt hier W ein für den Ausnahmefall $i < \beta$ würde $k = i$, also $\angle \beta$ werden; vergl. Abb. 44, S. 105.

Wünscht man sich ein Bild der Bodenpressungen zu machen,



dann hat man den passiven Erddruck W auf BF in Abb. 58 verteilt wirkend aufzutragen. Es ist $BF = 3x$. Wir erhalten so das Erddruckdreieck NTU , derart dass das Dreieck TNU die Auflager-Reaktion W darstellt. Die Figur $CBUTC$ veranschaulicht uns alsdann die Summe der rechtsseitigen aktiven und passiven Kräfte nach Grösse und Verteilung.

§ 38. Einwirkung der Ankerlänge auf die Fundierungs-Tiefe.

Dem Ingenieur kann die Aufgabe gestellt werden, eine Stütz- wand, z. B. ein Bohlwerk, unter Verwendung thunlichst kurzer Anker zu entwerfen, da am Ort die Aufgrabung zur Herstellung langer Anker unthunlich ist. Oder es kann die Aufgabe dahin lauten, dass die Gründungs-Tiefe thunlichst zu beschränken sei, da die Herstellung eines tiefgreifenden Fundamentes am Ort Schwierig-

keiten bereitet. Es sind daher die zwischen der Ankerlänge und der Gründungstiefe bestehenden Beziehungen zu erörtern.

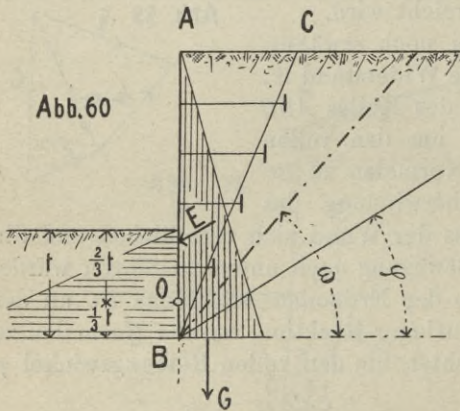


Abb. 60

a) Die Anker reichen nur bis zu der in Abb. 60 strichpunktiert gezeichneten Hauptgleitenebene; oder sie sind kürzer. In diesem Fall erreicht der aktive Erddruck E , welcher bei O die Wand trifft, den Meistwert. Als-

dann muss auch der passive Erddruck den Meistwert darbieten. Somit wird auch die erforderliche Gründungstiefe dann am grössten.

Das Konstruktionsverfahren ist folgendes. Man sucht zunächst durch Rechnung die angenähert richtige Gründungstiefe und Ankerlänge zu finden.

Es ist einmal zu fordern, dass der passive Erddruck, welcher durch das horizontal schraffierte Dreieck gegeben ist $1\frac{1}{2}$ oder doppelt so gross werde als der durch das vertikalschraffierte Dreieck gekennzeichnete Erddruck ausmacht. Beide, der passive wie der aktive Druck sind den Tabellen zu entnehmen. Es kommt

hier der volle aktive Erddruck in Frage. So ergibt sich die erforderliche Tiefe der Fundierung, d. h. t und mithin auch der Ort O in einer Tiefe $\frac{2}{3}t$ unter Geländeoberfläche.

Es ist nun ferner der Erdkeil ABC so gross zu erwählen, dass in Bezug auf O sich die Kräfte G , Gewicht des Erdkeiles ABC , und E , der aktive Erddruck, nicht nur das Gleichgewicht halten, sondern dass sich für G in Bezug auf O ein zweifach grösseres Drehmoment ergibt als für E .

Man kann nun zur Kontrolle die graphischen Konstruktionen Abb. 57 bis 59, S. 133 bis 136 durchführen. Es gilt zunächst nach dem Verfahren Rebhann den gegen Fläche BC wirkenden aktiven Erddruck E' zu ermitteln, vergl. Abb. 57, S. 133, und darauf die Kräfte G , E , P und W nach Abb. 59, S. 135, zu einem Kräfteplan zu vereinigen. Zum Schluss muss die Forderung erfüllt sein, dass der wirkliche passive Erddruck $1\frac{1}{2}$ oder doppelt so gross sich ergibt, als die aus dem Kräfteplan Abb. 59 gefolgerte Kraft $P = -E$, bei welcher nur einfaches Gleichgewicht, aber keine höhere Sicherheit erzielt werden würde. Ist die geforderte Sicherheit bei der ersten Wahl der Abmessungen noch nicht gewonnen, dann gilt es eine zweite graphische Konstruktion für eine Ankerlänge oder eine grössere Fundierungstiefe folgen zu lassen.

Es sei noch erwähnt, dass die Sicherheit gegen Kippen auf 1 herabsinkt, also fast verloren geht, wenn das Moment der Auflager-Reaktion W in Bezug auf O zu Null wird. Zweifache Sicherheit gegen Kippen ist vorhanden, wenn das Moment von W in Bezug auf Drehpunkt O gleich demjenigen des aktiven Erddruckes E' wird; vergl. Abb. 58, S. 134. b) Die Anker greifen über die in Abb. 60 S. 136 strichpunktiert gezeichnete Hauptgleitebene hinaus und rechts noch weiter in das Erdreich hinein. Wir haben dann den Abb. 54, S. 129 beschriebenen Fall. Die Hauptgleitebene verliert ihre Bedeutung. Das Erdreich ist dort durch die Anker zusammen gehalten. Es kann sich nur noch die Gleitebene BC'' , Abb. 54, bilden. Vorn gehen die Anker selbstredend bis in die Wand hinein, da hier an eiserne Anker gedacht ist.

Die unter „a“ S. 136 besprochenen Berechnungen und zeichnerischen Ermittlungen sind nun auch hier anzuwenden. Bei Darstellung des vertikalschraffierten Dreieckes des aktiven Erddruckes kommt hier aber nicht der volle Erddruck in Frage, wie diesen die Tabellen bieten, sondern nur der Erddruck, welcher entstehen

würde, wenn das Gleiten auf BC “ Abb. 54, S. 130 statthat. Man erhält alsdann also einen kleineren aktiven Erddruck und mithin auch einen kleineren erforderlichen passiven Erddruck doppelter Grösse und also auch kleinere Gründungstiefe als im Fall a . So unterscheidet sich diese Berechnung gegenüber Fall a nur hinsichtlich der Grössen-Annahme des Abb. 60 S. 136 durch vertikale Schraffur dargestellten Dreieckes des aktiven Erddruckes. Im übrigen ist der Gang der Berechnung genau so wie im Fall a .

c) Die Anker greifen bis an die natürliche Böschung BD ,

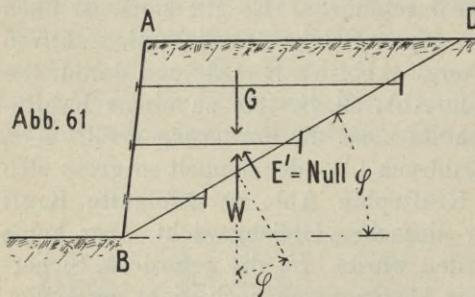


Abb. 61

Abb. 60, durch das Erdreich. In diesem Fall wird die Sicherheit gegen das Kippen unendlich, da der aktive Erddruck E' den Wert Null annimmt. Der Keil rutscht überhaupt nicht mehr. Es ist also auch keine Kraft nötig, um denselben zu halten. Der erforderliche passive Erddruck hat

dann den Wert Null. Damit ist gesagt, dass die Fundierungstiefe t den Wert Null annehmen darf, wofern nicht andere Umstände eine mässige Tieferführung der Wandvorderseite bedingen.

Das Ergebnis ist also dieses:

Kurze Anker, welche nur höchstens bis zur Hauptgleitebene reichen, bedingen eine Gründung so tief, als wenn die Anker nicht vorhanden wären. Sie erhöhen aber die Standsicherheit der Stützwand gegen die Gefahr des Kippens und ermöglichen die Zulassung eines geringeren Gewichts der Wand und geringerer Stärkeabmessungen derselben.

Lange Anker führen zu einer Verminderung der Gründungstiefe und also auch der Gründungskosten. Im Grenzfall Abb. 61 fällt der aktive Erddruck als äussere Kraft ganz fort. Da wird die theoretisch erforderliche Gründungstiefe Null.

§ 39. Die Ankerspannungen bei Fall A von S. 129.

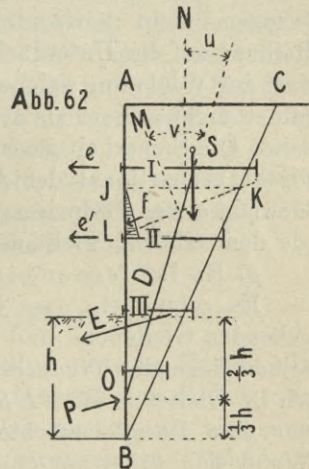
Auf die Wand AB wirkt allemal der volle aktive Erddruck. Hieraus folgt die erste Forderung.

Forderung 1. Das Moment der Ankerspannungen bezogen auf den Punkt O als Drehpunkt in Abb. 60, S. 136 und auf B in Abb. 61, S. 138 muss dem Moment des aktiven Erddruckes das Gleichgewicht halten. Dabei ist das Eisen der Anker mit etwa 1000 kg/qcm zu beanspruchen. Ferner ist wegen Rostbildung für diejenigen Ankerteile, welche tief im Boden sitzen, ein Zuschlag im Durchmesser von 2 mm zu machen, für Ankerteile nahe Geländeoberfläche, wo der Wechsel von Feuchtigkeit und Luftzutritt wirkt, ist entweder ein grösserer Zuschlag oder eine Cement-Umhüllung in Form von Mörtel oder Beton zu wählen.

Forderung 2. Es ist der Annahme, S. 129, zu genügen, dass hier in Fall A der ganze Keil ABC durch die Art der gewählten Verankerung zu einem zusammenhängenden Körper gemacht wird.

a) Grösse der Ankerspannung I.

Man leitet nach Abb. 60 S. 136 denjenigen Erdkeil ABC ab, welcher in Bezug auf das Kippen der Wand gerade Gleichgewicht erzeugt, d. h. nur einfache Sicherheit gegen Kippen bei Vereinigung mit der Wand bietet. Der aktive Erddruck E drückt nun gegen die Wand AB . Er bedingt in Höhe der Anker I, II etc. nach aussen gerichtete Kräfte e, e' etc., welche dorthin durch die Festigkeit der Wand übertragen werden. Die Spannung e gelangt durch den Anker I in das Innere des Erdkörpers; sie wird durch die Ankerplatte auf das Erdprisma $ACIK$ übertragen, dessen Gewicht q und dessen Schwerpunkt S ist; q und e setzen sich nun zu einer resultierenden Druckkraft D zusammen, welche auf O hinzielt.



Gegeben ist hier q , ferner die Richtung der Resultierenden D wie diejenige von e . Die Kräfte q, D und e halten einander das Gleichgewicht, mithin ist e durch Zeichnung des Kräfteplanes zu finden. Im vorliegenden Fall, wo der Anker I horizontal liegt, ist e die Horizontal-Komponente von D . Der Anker I, welcher die Spannung e erhält, ist nach dieser zu dimensionieren. Über erforderliche Zuschläge oder Schutz gegen Rostbildung durch Cement-

Umhüllung findet sich S. 139 zum Schluss von Forderung 1 eine Bemerkung.

So ergibt sich also die Ankerspannung I nicht aus der Grösse des aktiven Erddruckes, welcher den Wandteil AI trifft, sondern aus der Grösse des Widerstandes, den das Trapez $ACIK$ gegen Kippen um O zu bieten vermag.

Bei der Ausführung macht man hinterdrein die Anker $1\frac{1}{2}$ mal so lang als sich hier aus der Gleichgewichtsbedingung ergibt, um mindestens zweifache Sicherheit gegen Kippen zu erhalten. Die Sicherheit gegen Kippen wächst mit dem Quadrat der Ankerlänge, sie wird bei $1\frac{1}{2}$ facher Vergrösserung der Anker $2\frac{1}{4}$ fach grösser.

b) Die Aufnahme der Spannung D .

Bei einer Konstruktion in Eisen oder Holz würden wir die Kraft D durch eine Schrägstrebe aufnehmen. Hier liegt aber als Material nur Erdboden vor, in welchem sich Gleitebenen bilden können.

α) Es ist z. B. die Gleitebene IK ins Auge zu fassen. Es ist die Bedingung zu erfüllen, dass der Erdklotz $ACIK$ durch e gezogen, nicht horizontal weggleiten kann. Es darf also die Reibung auf der Unterfläche IK nicht überwunden werden, d. h. es darf der Winkel u , welchen D mit der Normalen N zu IK errichtet bildet, nicht grösser als der Reibungswinkel φ von Boden an Boden sein. Die Sicherheit gegen Abgleiten auf der Horizontalen wächst direkt proportional der Ankerlänge, d. h. proportional mit dem Gewicht q des Erdprismas. Man wird die Anker länger machen, als dem Gleichgewicht der Kräfte entspricht.

β) Es ist ferner eine Gleitebene KL zu behandeln.

Es zeigt sich, dass bei Bildung einer geneigten von K ausgehenden Gleitebene und bei einem Abrutschen des oberhalb derselben liegenden Trapezes die Wand ALB auf Biegung beansprucht wird. Gleitet z. B. $ALKC$ auf LK , dann erleidet Strecke LA nur eine Parallelverschiebung, wohingegen das Stück LB der Wand sich dabei um O drehen muss. Die Abmessungen sind ja so gewählt, dass der passive Erddruck ausreicht und mithin Punkt O ruhen bleibt. Es ist nun der Wand die hinreichende Biegefestigkeit zu geben, damit sie das so entstehende Moment aufnehmen kann. Alsdann ist die Entstehung eines Bruches der Wand bei L und mithin auch die Ausbildung der Gleitebene LK verhindert.

Durch das Widerstandsmoment der Wand gegen Biegung

und Bruch, wird die Spannung normal zur Wand, welche bei Balken und anderen Trägerkonstruktionen als Vertikalkraft bekannt ist, hier aber als eine horizontale Kraft erscheint, auf das nächstliegende Auflager übertragen. Dieses ist im vorliegenden Fall der Punkt L , der durch den Zuganker II gehalten wird. Die Kraft, welche hier auf Verbiegung und Bruch der Wand wirkt, ermittelt sich wie folgt:

Man setze an Stelle des Gewichtes G , Abb. 20, S. 54 die Kraft D , wähle W , Abb. 20, um den Winkel φ von der Normalen M zu LK abweichend und bestimme so den aktiven Erddruck, dort in Abb. 20 mit E' , hier mit f bezeichnet. Dieser aktive Erddruck f ist gering, er verteilt sich über eine kurze Strecke bei L und zwar über die Höhe des kleinen horizontal schraffierten Dreieckes daselbst. Der Erddruck f wird darauf vom Anker II aufgenommen und wieder nach hinten in den Boden hineingetragen. Der Angriffspunkt von f liegt so nahe bei L , dass kein Moment von Bedeutung entsteht. Die Beanspruchung der Wand auf Bruch bei einer Reihenfolge von Ankern I, II, III etc. ist gering. Gefährlicher wird dies Moment der Kraft f nur, wenn wie gewöhnlich die unteren Anker fehlen, so dass der Stützpunkt nicht in L , sondern erst in O liegt. Auch in diesem Fall unterblieb bisweilen eine Untersuchung der Stützwand unter Beachtung der Entstehung jener von K ausgehenden geneigten Gleitebene, was nicht selten einen Bruch der Wand etwa in der Höhe des Geländes vor der Wand oder etwas darüber im Gefolge hatte. Die diesbezügliche Untersuchung findet sich hier anschliessend unter B.

§ 40. Anwendung eines einzelnen Ankers.

Die in den Abb. 55 bis 62 dargestellte einfache Gestalt des mit der Wand durch Anker vollständig verbundenen Erdkörpers, des Keiles ABC , ist zunächst so gewählt worden, um eine Einführung in die Besprechung der Verankerungen zu erleichtern. Bei Ausführungen wird man die unteren kurzen Anker fortlassen oder, z. B. bei Buschbauten, dieselben durch längere Faschinen ersetzen.

Nachfolgend ist der Gang einer Untersuchung für eine nur von einem Anker gehaltene Wand angegeben. Die Untersuchung für zwei Anker folgt unter C.

Es ist zunächst festzustellen, ob sich die in Abb. 63 strich-

punktiert gezeichnete Hauptgleitebene zu bilden vermag, oder ob dieselbe den Anker schneidet.

1. Kurze Anker. a) Bestimmung der Gründungstiefe t . Will man sehr kurze Anker erhalten und eine grössere Gründungstiefe t zulassen, dann nehme man den Fall an, dass der Anker nicht über die Hauptgleitebene hinausreiche. Es gelangt alsdann der volle Erddruck E zur Wirkung, wie derselbe in den Tabellen angegeben ist. Einfache Sicherheit gegen Ausrutschen des Fusses

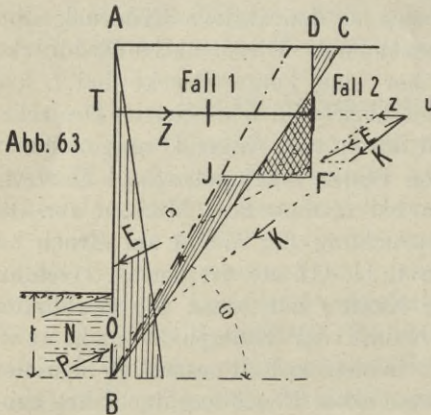


Abb. 63

der Wand wird erreicht, wenn $P = E$ wird und wenn die Wand gewichtslos ist. Man wird aber doch $1\frac{1}{2}$ oder zweifache Sicherheit fordern und daher $P = 1\frac{1}{2}$ bis $2E$ setzen. Die Wand ist so weit hinabzuführen, dass der Flächeninhalt des horizontalschraffierten Dreiecks des passiven Erddruckes $1\frac{1}{2}$ oder doppelt so gross wird, als der Flächeninhalt des den aktiven Erddruck darstellenden vertikal-

schraffierten Dreiecks, vergl. Abb. 63. Ob die Forderung $1\frac{1}{2}$ oder zweifacher Sicherheit hier eine zutreffende sei, möge von anderer Seite entschieden werden. Manche Konstrukteure begnügen sich mit fast einfacher Sicherheit, wobei dann das Fundament gelegentlich nach vorn herausrutscht, wenn die örtlichen Verhältnisse nur um ein geringes ungünstiger sind, als der Konstrukteur angenommen hatte. Wir müssen also die Forderung $P > E$ aufrecht erhalten.

Hat die Wand ein Gewicht von Belang, dann wird auch die Reibung am Boden dem Ausgleiten des Fundamentes entgegen wirken.

In diesem Fall ist die Forderung zu stellen, dass der doppelte Betrag des Erddruckes E , mit P und mit dem Gewicht der Wand zusammengesetzt, eine Resultierende R liefert, welche vom Lot nur um den Reibungswinkel φ von Boden an Boden abweicht. Die Fundamentunterfläche ist zugleich so rauh zu gestalten, dass auch dort diese Reibung in vollem Betrage entsteht.

b) Prüfung auf Sicherheit gegen Kippen nach dem unten beschriebenen Verfahren 2 a, welches hier gleichfalls anzuwenden ist.

2. Längere Anker, geringere Gründungstiefe.

a) Schnitt unmittelbar hinter dem Anker; vergl. Abb. 63, S. 142. Der Anker greife über die Hauptgleitebene hinaus. Es wird nun der Körper $DFJB$ gleiten. Zwecks Vereinfachung der Lösung sei die Gleitfläche BC an die Stelle des geknickten Linienzuges gesetzt. BC sei so gewählt, dass der neue Gleitkörper ABC dem Gleitkörper $ADFJBA$ inhaltsgleich werde. Zu dem Zweck müssen die schrägschraffierten Flächen der Abb. 63 zusammen gleich der kreuzschraffierten Fläche gemacht werden. So ist die Lage von BC zu wählen.

Das Verfahren ist nun in der Folge ein solches, wie S. 133 bis 136 unter A 2 an der Hand der Abb. 57, 58 und 59 beschrieben worden ist. Die Ankerspannung ist eine innere Kraft im Gleitkörper; sie kommt bei dieser Untersuchung nicht in Frage. So ermittelt sich nach Abb. 58 und 59 die Grösse des Erddruckes $E = -P$ für einen hinter dem Anker durchgeführten Schnitt, bei welchem die Ankerspannung aus der Rechnung herausfällt und unter der Annahme, dass der Keil ABC Abb. 63 als Ganzes zusammenhält, so dass sich in dem Keil ABC keine Gleitebenen bilden.

Hierbei ist zu beachten, dass der passive Erddruck W einen hinreichend grossen positiven Wert haben muss, wie S. 135 und 136 wie S. 137 ausgeführt worden ist. Ergiebt sich $W = 0$, dann ist nur noch eben Gleichgewicht ohne einen Überschuss an Sicherheit. Wird in der Konstruktion Abb. 58 S. 134 W negativ, dann kippt die Wand um O nach vorn herüber.

b) Schnitt längs der Hauptgleitebene, also durch den Anker. Wir haben nun den Fall zu behandeln, dass sich Hauptgleitebenen innerhalb des Erddruckes ABC ausbilden. Es entsteht dann der volle Erddruck E , gegen die Wand wirkend, wie die Tabellen diesen angeben.

Der Erddruck E veranlasst in Abb. 63 bei O und T Auflagerreaktionen, von welchen die obere die Ankerspannung Z , die untere den passiven Erddruck P bildet. Es berechnet sich Z aus der Momentengleichung der Kräfte Z und E , bezogen auf den Drehpunkt O . Durch Zerlegung der Kraft E am Schnittpunkt u von Z und E findet sich z. B. der Auflagerdruck K , in einfacher

Weise. Die Zerlegung von K in K_x und K_y hat dann nach den Ausführungen S. 104 so zu erfolgen, dass K_x von der Normalen N , in O errichtet, nur höchstens um den Reibungswinkel φ abweicht. K_y , parallel der Wand gerichtet, geht unten bei B noch in den Boden. K_x wird durch den passiven Erddruck P aufgenommen; vergl. § 23 und Abb. 43, S. 104. K_x wird durch die Wand als Balken wirkend, nach O übertragen.

Es ist nun der passive Erddruck P so gross und die Gründung so tiefgreifend zu wählen, dass $P > K_x$ wird. Es empfiehlt sich, zweifache Sicherheit zu erstreben. Das wird erreicht, wenn bei Zusammensetzung der Kräfte $2K_x$, P und $2K_y$ die resultierende Mittelkraft R mit dem Lot den Reibungswinkel φ einschliesst, so dass ein Ausrutschen der Wand am Fuss bei dieser Verdoppelung des aktiven Erddruckes nicht eintritt, sondern alsdann gerade noch Gleichgewicht herrscht; vergl. auch Abschnitt IV, § 34, S. 122 und Abb. 49. Hat die Wand ein erhebliches Gewicht, dann setzt sich dieses noch zu den Kräften $2K_x$, P und $2K_y$ hinzu. Auch hier darf die so entstehende Resultierende noch kein Gleiten veranlassen. Die Abweichung vom Lot darf der Reibungswinkel φ nur gerade erreichen.

3. Ergebnis. Bei langen Anker wird der nach Abb. 56, S. 132 ermittelte, nach O treffende Erddruck E einen kleineren Wert aufweisen als der nach b S. 143 berechnete Wert K_x Abb. 63. In diesem Fall ist die Berechnungsweise b S. 143 für die Gründungstiefe entscheidend.

Bei Wahl kurzer Anker kann aber der hinter der Ankerplatte durchgeführte Schnitt zu höheren Beträgen des Erddruckes E führen, als sich nach Rechnungsweise b S. 143 für K_x ergibt. Alsdann ist der Erddruck E nach Abb. 56, S. 143 ermittelt, für die Gründungstiefe bedingend.

Es ist zu beachten, dass die Standsicherheit der Konstruktion sich nicht für einen oder einige hinter der Wand geführte Schnitte als hinreichend erweisen muss, sondern für jeden möglichen Schnitt.

Die Berechnungsweise a) S. 143 ist meines Wissens hier neu gegeben, sie wird erforderlich, wenn man genötigt ist, kurze Anker zu verwenden. In diesem Fall vermehrt sich am Fuss der Wand der aktive, nach vorn gerichtete, durch die Steifigkeit und Bruchfestigkeit der Wand nach O übertragene Teil K_x des Erddruckes noch um einen erheblichen Betrag, da nach Abgabe der Ankerspannung und nach Übertragung dieses vorwärts gerichteten Zuges

auf den Erdkeil ABC ein Teil der Kraft Z zwar nicht durch die steife Wand, aber durch die Erde übermittelt, nach O gelangt. Ohne Anstellung der unter a) S. 142 beschriebenen Untersuchung bleibt man ganz im unklaren, wie kurz man die Anker im besonderen Fall machen darf oder wie lang man dieselben bei gegebener Gründungstiefe mindestens machen muss. Herr Vering in Hannover sagte mir einst, dass die Anker meist viel länger entworfen würden, als notwendig sei. Ich füge hinzu, dass bei kürzeren Ankern die Gründung aber unter Umständen dafür um so tiefer geführt werden muss.

4. Bruchfestigkeit der Wand. Es sind nun noch die ferneren bekannten Ermittlungen vorzunehmen. Es ist festzustellen, ob die Wand unter Einfluss der Kräfte des Erddruckes E , der Ankerspannung Z und des passiven Erddruckes P auch bruchfest ist. Die erforderliche Sicherheit wird hierbei erreicht, wenn man nur mit den üblichen zulässigen Materialbeanspruchungen rechnet. Die Kräfte werden bei dieser Berechnung mit ihren einfachen, wirklich ermittelten Werten in Ansatz gebracht. Der aktive Erddruck wird also im Rechnungsansatz nicht um ein n faches, z. B. zweifaches erhöht. Der in den Tabellen angegebene Wert kommt hier in Frage.

5. Tiefenanlage der Ankerplatte. Ferner bleibt noch zu untersuchen, ob auch die Ankerplatte hinreichend tief eingebettet ist. Diese Untersuchung erfolgt nach den Ausführungen § 23 und den Abb. 43 wie 44, S. 104 und 105. Die aktive Kraft K , welche dabei in Frage kommt, setzt sich zusammen aus der Ankerspannung Z , dem Gewicht der Ankerplatte, etwaigen äusseren durch Belastung oder Befestigung bedingten Kräften (z. B. Q , Abb. 44, S. 105) und aus dem von hinten den Erdkeil $A'CB$ an der Wand $A'B$, Abb. 43, S. 104 treffenden aktiven Erddrucke. Vergl. auch Handbuch der Baukunde III 1: „der Grundbau von L. Brennecke S. 137 bis 143“ und desgl. III 2: „der Wasserbau von L. Franzius, S. 61.“

Es ist noch darauf hinzuweisen, dass, wenn die Hauptgleitenebene für passiven Erddruck des Bodens, von der Ankerplatte BC , Abb. 43, S. 104 oder Abb. 8, Tabelle IX, die Uferwand schneidet, der passive Erddruck grösser wird. Es kann dann jene den kleinsten passiven Erddruck gebende Gleitenebene BC sich nicht ausbilden, da die Wand bruchfest gedacht ist. An die Stelle von BC tritt dann eine steilere Gleitenebene, welche vom Fusspunkt der

Platte bei *B* nach der Wandoberkante verläuft. Der passive Erddruck, gegen die Ankerplatte wirkend, wird dann grösser; er findet sich nach der Konstruktion Abb. 45, S. 107.

Ob die zwischen Wand und Ankerplatte befindliche Bodenmasse ausreicht, die Wand vor einem Umkippen oder den Wandfuss vor einem Ausgleiten zu schützen, ist durch Anwendung des Verfahrens *B*, S. 141 bis 144 schon vorher festgestellt.

§ 41 C. Anwendung mehrerer Anker

Der Rechnungsgang ist fast derselbe wie bei Verwendung nur eines Ankers.

Es ist allemal dafür zu sorgen, dass die Konstruktion für jeden möglichen Schnitt die hinreichende Sicherheit bietet. Um das festzustellen, kann man entweder viele beliebige Schnitte ausführen und allemal die Untersuchung der Kräfte vornehmen oder man kann sich die Arbeit dadurch erleichtern, dass man die Untersuchung nur auf die gefährlichsten Schnitte ausdehnt und sich im Vorwege merkt, welche Schnitte das sind.

Die Untersuchung ist anzustellen:

1. für einen Schnitt unmittelbar an der Rückseite der Wand.

Die angreifende aktive Kraft ist der volle Erddruck, wie er aus den Tabellen hervorgeht und bei einem Abgleiten des Bodens längs der Hauptgleitebene entsteht. Die Reaktionen sind die Ankerspannungen und der passive Erddruck vorn vor dem Fuss der Wand. Hieraus ermittelt sich bei Annahme einer gewissen Gründungstiefe aus dem Moment des aktiven Erddruckes bezogen, auf den Schnittpunkt des passiven Erddruckes mit der Wand das Moment der Zugspannungen der Anker bezogen auf denselben Punkt *O*, Abb. 63, S. 142.

Hinsichtlich der Verteilung des Momentes über die Anker hat der Konstrukteur bis zu einem gewissen Grade freie Wahl, wenn er nur dafür sorgt, dass die Wand unter Wirkung der Ankerspannungen bruchfest bleibt. Man kann also die Anker in solchen verschiedenen Höhen anordnen. Es gilt nur, das Moment des Erddruckes so über die Anker zu verteilen, dass sich für die Wand in ihren einzelnen Höhenabschnitten thunlichst gleiche und also voraussichtlich thunlichst kleine Beanspruchungen auf Bruch ergeben.

Da es aber keinesfalls feststeht, dass die angenommene Verteilung der Zugkräfte auf die Anker wirklich so erreicht wird, wie der Konstrukteur beabsichtigt, so pflegt man für beide Anker einen Zuschlag an Stärke zu machen. Ferner wählt man für die Anker dehnbare, weiches Material, welches bei einer vorübergehenden Überanstrengung nicht reisst, sondern sich streckt ohne zu reissen. Es giebt dann nach und bewirkt so, dass auch der andere Anker seinen Anteil an Zugspannung erhält.

Ist es erreichbar, dann legt man die Anker so, dass bei den ihnen zugewiesenen Spannungen die Wand derartige Verbiegungen eingeht, dass die Anker eine gleiche Dehnung auf ein Meter Ankerlänge erleiden. Nur in diesem Fall werden ihre Beanspruchungen pro Flächeneinheit wirklich gleich. Diese scharfe Forderung ist aber so gut wie nicht erfüllbar.

Im allgemeinen ist es vorteilhaft, demjenigen Anker eine grössere Spannung zuzumuten, welcher am leichtesten in Spannung versetzt wird. Bei Wänden, welche gegen Kippen gesichert werden sollen, ist das der obere Anker. Der Endpunkt des höchst gelegenen Ankers macht den längsten Weg, wenn die Mauer kippt. Dieser wird also früher in Spannung versetzt, als die tiefer liegenden Anker. Er ist daher nicht zu schwach zu halten.

Sobald aber der passive Erddruck nicht ausreicht, den aktiven Erddruck voll aufzunehmen und daher ein Teil der Horizontalkraft von unten angebrachten Ankern aufgenommen werden soll, dann wird in diesem Fall der unterste Anker am ersten in Spannung versetzt. Er ist es, welcher unter diesen Verhältnissen besonders stark zu machen ist.

Bei festem Untergrunde darf man also dem oberen Anker einen grösseren Teil Zugkraft zuweisen und ihn danach dimensionieren, bei weichem Boden ist es der untere Anker, welcher thunlichst stark gehalten werden muss.

Es ist übrigens zu beachten, dass weiches Eisen, Fluss- oder Schmiedeeisen, erst reisst, wenn die Dehnung auf je 1 m Länge mehr als 5 bis 10 cm erreicht hat.

2. für einen Schnitt unmittelbar hinter den Ankern.

Die Ankerspannungen gelangen hier als äussere Kräfte in Fortfall. Man bildet sich nach Art der Abb. 63, vergl. S. 142 und der Beschreibung *B 2a*, S. 143, eine Gleitfläche *BC* und untersucht nun den Erdkeil *ABC*; vergl. das Verfahren Abb. 57 und 58, S. 133—134. Die äusseren aktiven Kräfte sind der aktive

Erddruck E' gegen die schräge Wand BC , Abb. 57 und das Gewicht des Erdkeiles ABC . Diese bilden eine Resultierende R , Abb. 58, welche sich in die Kräfte E' und $-W$ zerlegt. So ergibt sich E . Dabei ist zu beachten, dass die Richtung von E sich aus der Richtung des passiven Erddruckes P ergibt. Die Kraft $-W$ ist der Auflagerdruck des Erdkeiles auf die Fläche BC , deren Reaktion W genannt ist. Fällt die Reaktion W negativ aus, dann kippt der Keil. Auch hier ist die Forderung zu stellen, dass Gleichgewicht noch gerade vorhanden ist, wenn statt mit E mit einem etwas grösseren Betrage des aktiven Erddruckes $E + \triangle E$, z. B. mit $2E$ gerechnet wird.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S-96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297304