

ERDDRUCK, ERDWIDERSTAND
UND
TRAGFÄHIGKEIT DES BAUGRUNDES
IN GRÖßERER TIEFE

GESICHTSPUNKTE FÜR DIE BERECHNUNG
PRAKTISCHE BEISPIELE
UND ERDDRUCKTABELLEN

VON

H. KREY

REGIERUNGS- UND BAURAT IN BERLIN

MIT 80 TEXTABBILDUNGEN

ZWEITE UMGEARBEITETE AUFLAGE



BERLIN 1918

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.



75

49 36 57

Verlag von **WILHELM ER**

Wilhel

„HÜTTE“ Des Ingenieurs THerausgegeben vom Akadem
Neu bearbeitet und erweitert.*Ausgabe:* Band I, II, III*Ausgabe:* nur Band I u. II*Ausgabe:* nur Band III als „Hütte des Bauingenieurs“II 3142
L. inw.

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

in Leder 14 M., in Leinen 13 M.

Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände. Von

Ad. Donath, Regierungsrat im Kaiserl. Patentamt, Privatdozent a. d. Technischen Hochschule, Berlin.

Mit 1 Tafel. 1891.

geh. 2 M.

Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Von H. Engels, Geheimer Hofrat, Professor.

Mit 10 Textabbildungen und 1 Tafel. 1896.

geh. 3 M.

Untersuchungen über die Wirkung der Strömung auf sandigem Boden unter dem Einfluß von Querbauten. Von H. Engels, Geheimer Hofrat, Professor. Mit 2 Textabbildungen und 3 Tafeln. 1904.

geh. 3 M.

Tracierungs-Handbuch für die Ingenieurarbeiten im Felde

bei der Projektierung und dem Bau von Eisenbahnen und Wegen (in erster Linie für gebirgiges Gelände, jedoch auch für Flachland). Von H. Hanhart und A. Waldner, Ingenieure.

Mit vielen Holzschnitten. 1915.

Vierte Auflage.

kart. 4 M.

Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen. Von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle, Regierungsbaumeister.

Zweite neubearbeitete und erweiterte Auflage. Mit 164 Textabbildungen. 1914.

geh. 6,80 M., geb. 7,60 M.

Statische Untersuchungen von Bogen- und Wölb-Tragwerken in Stein, Eisen, Beton oder Eisenbeton. Von R. Schönhöfer Professor an der Technischen Hochschule, Braunschweig.

Zweite erweiterte Auflage. Mit 11 Textabbildungen und 2 Tafeln. 1911.

geh. 2,60 M.

Das Problem der Pfahlbelastung. Von O. Stern, Baudirektor.

Mit 61 Textabbildungen und 5 Tafeln. 1908.

geh. 7 M., geb. 8 M.

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger. Mit gebrauchsfertigen Tabellen für die Einflußlinien von Gewölben und ausführlichen Rechnungsbeispielen. Von A. Straßner, Ingenieur.

Mit 157 Textabbildungen. 1917.

geh. 16 M., geb. 17,50 M.

Die Rammwirkung im Erdreich. Versuche auf neuer Grundlage.

Von Dr.-Ing. Karl Zimmermann, Regierungsbaumeister.

Mit 118 Textabbildungen. 1915.

geh. 6 M.

Hütte des Bauingenieurs. Herausgegeben vom Akad. Verein „Hütte“.*(Sonderausgabe des III. Bandes der „Hütte“ 22. Auflage.)*

Umfang rd. 73 Bogen mit rd. 2200 Textabbildungen. Neubearbeitet und bedeutend erweitert. 1915.

In Leder 14 M., in Leinen 13 M.



Alle Rechte vorbehalten.

Copyright 1918
by Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag, Berlin.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297590

und der Erddruck für eine bestimmte Tiefe, wie auch aus Differentiation der Gleichung 16) hervorgeht,

$$AE = At(\gamma\lambda t + \gamma\lambda t_{(p)}) = AT\gamma\lambda T. \dots 18)$$

Hierin ist γT die Drucktiefe des untersuchten Flächenelementes unter der ideellen (vergl. auch später S. 18 u. 20) Mauerkrone A^0 mit Hinzurechnung der Auflast. Es genügt also für diesen Fall die Angabe von λ , um die Breite der Erddruckfläche = $\gamma\lambda T$ zu bestimmen.

In den Tabellen V und VI S. 81 u. f. sind für eine große Anzahl von Fällen die Werte λ des aktiven und passiven Erddruckes zusammengestellt und außerdem die Lage der zugehörigen Gleitfläche durch die Größe des Winkels ϑ (ctg ϑ) angegeben. Es ist damit möglich, die Größe des Erddruckes an jeder Stelle sofort anzugeben, nachdem man sich über den wahrscheinlichen Wert des natürlichen Böschungswinkels ρ und des Wandreibungswinkels δ Klarheit verschafft hat. Zwischenwerte und außerhalb des Bereiches der Tabellen liegende Werte sind durch Interpolieren mit genügender Genauigkeit zu schätzen.

Es war beabsichtigt, die Tabellen für λ und ϑ so vollständig für alle in der Praxis häufiger vorkommenden Fälle und Kombinationen von α (Wandneigung), β (Erdneigung), ρ und δ aufzustellen und beizugeben, daß der Erddruck in jedem Falle aus den Tabellen zu entnehmen war. Leider befindet sich der Verfasser seit Anfang 1914 im Felde und hat die Tabellen nicht in der vorgesehenen Vollständigkeit herstellen lassen können. Eine weitere Vervollständigung muß einer späteren Auflage vorbehalten bleiben. Immerhin werden die Tabellen auch schon in ihrer jetzigen Ausdehnung (rd. 11 000 Werte) für die am häufigsten vorkommenden Erddruckaufgaben ausreichen.

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

Die gebrochenen und gekrümmten Flächen sind zusammen behandelt, weil man jede gekrümmte Fläche mit genügender Genauigkeit immer als aus einer größeren Anzahl kleinerer Ebenen bestehend ansehen kann. Außerdem kann man die Oberfläche der Belastung als Erdoberfläche ansehen, wenn man die Belastung mit dem Einheitsgewicht der Erde ($h_0 = \frac{p}{\gamma}$) aufgetragen denkt [vergl. Abb. 11 und Ausführung zur Gleichung 18)].

Nach den Ausführungen auf S. 12 erfüllt die Lage der Gleitfläche die Bedingung, daß das durch die Parallele CJ zur Stellungs-

linie abgeschnittene Dreieck OCJ (Abb. 12) mit der Fläche des oberhalb der Gleitfläche OC liegenden, abgleitenden Erdquerschnitts $OA_0ADC'C_0$ flächengleich ist. Verwandelt man die Erdquerschnittsfigur in ein flächengleiches Dreieck $OA'C$, dessen Seite $A'C$ in C' die Erd-(bezw. Belastungs-)oberfläche tangiert, dann ist auch $OA'C$ dem Dreieck OCJ flächengleich, und bei gleicher Richtung des Erddruckes ist der Erddruck sowohl auf die Wand OA_0 als auch auf die Ersatzwand $OA' = \frac{1}{2} \gamma e f$, und wir können die Größe finden, sobald die Lage von $A'C$ festliegt. Die Lage ist aber bei gebrochener Erdoberfläche leicht, bei gekrümmter Erdoberfläche unschwer festzustellen.

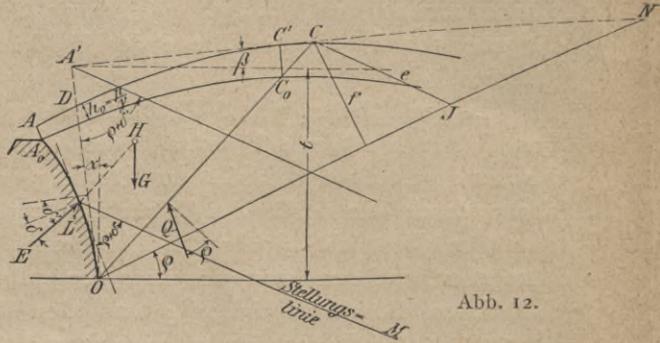


Abb. 12.

Das Verfahren ist das folgende:

Man legt versuchsweise OC so, daß das durch die Parallele CJ zur Stellungslinie abgeschnittene Dreieck OCJ mit Figur $OA_0ADC'C_0$ flächengleich ist, legt in C' eine Tangente an die Erdoberfläche (Belastungsoberfläche) und zeichnet das ebenfalls mit Figur $OA_0ADC'C_0$ flächengleiche Dreieck $OA'C$ und erhält damit (siehe Abb. 12):

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

Für diese drei Winkel α , β und δ' ermittelt man aus den Tabellen (durch Inter- oder Extrapolation) den Neigungswinkel der Gleitfläche $= \vartheta$ und die Wertziffer λ . Weicht die gefundene Lage der Gleitfläche (oder des Punktes C) nicht wesentlich von der angenommenen Lage ab, dann ist die Rechnung erledigt und

E ist $= \frac{1}{2} \gamma \lambda t^2$ (t siehe Abb. 12). Im anderen Falle wiederholt man

die Konstruktion mit der neugefundenen Lage des Punktes C bzw. C' .

Den Angriffspunkt L des Erddruckes E auf die gekrümmte Wand OA_0 findet man näherungsweise mit der durch den Schwerpunkt H des Erdquerschnitts $OA_0ADC'C_0$ zur Gleitfläche OC gelegten Parallelen HL .

Diese Ermittlung des Erddruckes dürfte bei den unsicheren Grundlagen der Theorie vollkommen ausreichen. Das Schwierigste

ist dabei die einigermaßen zutreffende Annahme der Richtung des Erddruckes. Zur Erhöhung der Sicherheit des Bauwerkes tut man gut, δ lieber etwas zu klein als zu groß anzunehmen.

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

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

Wie bereits oben (S. 16) angegeben, ist die Verteilung des Erddruckes über die Stützwand bei ebener Wand und ebener Erdoberfläche (und gleichmäßiger Belastung) nach der Tiefe dreieck- (oder trapez-)förmig mit einer Breite der Erddruckfläche $= \gamma \lambda T$ in der Drucktiefe γT und $= \gamma \lambda T_0$ in der Tiefe γT_0 (d. h. an der Erdoberfläche).

Bei gebrochener oder gekrümmter Mauer oder Erdoberfläche geht man am besten schrittweise von oben vor, indem man die Mauerrückwand in beliebig viele kleine ebenen Flächen zerlegt denkt (vergl. Abb. 13) und die Erddruckrichtung an jeder Stelle unter dem Winkel δ gegen die Flächennormale geneigt annimmt. Die Größe des Winkels δ (sowie ob positiv oder negativ) ist aus der bei einem Bruch zu erwartenden Verschiebung zwischen der Wandfläche und der unmittelbar darauf lastenden Erde abzuleiten.

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

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

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

Man zerlegt die zusammengesetzten Kräfte E_1 bis E_6 in eine senkrechte Kraft $G_{(1-6)}$ oder eine Kraft $K_{(1-6)}$ parallel zu E_7 (siehe Abb. 13b).

Schneidet man nun durch die Linie $L-J$ eine Fläche LA_0AJ von der Größe $\frac{G_{(1+6)}}{\gamma}$ ab, dann ist der Erddruck auf diese Fläche

LJ = der Resultanten aus den Erddruckkräften E_1 bis E_6 und dem Erdgewicht $G_{(1-6)}$ der Fläche $LA_0AJ = K_{(1-6)}$ parallel zu E_7 (Abb. 13b). Die Aufgabe ist also zurückgeführt auf die Ermittlung des Erddruckes $K_{(1-7)}$ gegen die gebrochene Wand MLJ bei bekannter Richtung des Erddruckes $K_{(1-7)}$.

Die Lösung ist im vorigen Abschnitt behandelt:

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

$$K_{(1-7)} = \gamma \frac{\lambda T_{(7)}^2}{2} \dots \dots \dots 19)$$

$$E_7 = K_{(1-7)} - K_{(1-6)} \dots \dots \dots 20)$$

und die mittlere Breite der Erddruckfläche für die Höhe ΔH_7

$$B_7 = \frac{E_7}{A H_{(7)}} = \frac{\frac{1}{2} \gamma \lambda T_{(7)}^2 - K_{(1-6)}}{A H_7} \dots \dots \dots 21)$$

Verbindet man die Endpunkte der mittleren Breite B_1 bis B_7 durch eine glatte Kurve (Abb. 13c), dann erhält man die Verteilung des Erddruckes nach der Tiefe über die gekrümmte Mauerfläche

A_0M . In der Resultierenden $R_{(1-7)}$ aller Erddruckkräfte E_1 bis E_7 findet man auch die Richtung und Größe des Gesamterddruckes auf die Wand A_0M (siehe Abb. 13b).

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

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

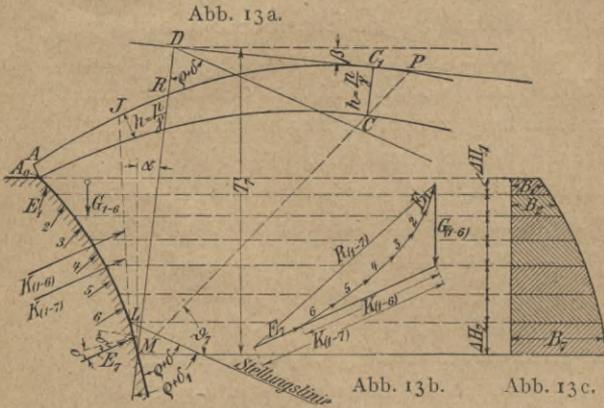


Abb. 13a.

Abb. 13b.

Abb. 13c.

Stützwand (bezw. Erdoberfläche) eine gebauchte (konvexe) Begrenzung der Erddruckfläche.

Daß man bei gebrochener Erdoberfläche oder gebrochener Wandfläche auch Ecken und Sprünge in der Begrenzung der Erddruckfläche erhält, ist an sich nicht verwunderlich.

Eine zulässige und besonders bei ebener Erd- (und Belastungs-) oberfläche gut verwendbare Vereinfachung besteht darin, daß man die gekrümmte Wandfläche A_0O durch eine oder zwei Ebenen BC und CD (Abb. 14) ersetzt und diese Ebenen als Teile je einer Wand (F bzw. DH) ansieht und die Breiten der Erddruckfläche aus der Tabelle ermittelt zu

$$b_0 = \lambda_1 \gamma t_0 \quad \text{und} \quad b_1 = \lambda_1 \gamma t_1 \\ \text{bezw.}$$

$$B_2 = \lambda_2 \gamma T_2 \quad \text{und} \quad B_3 = \lambda_2 \gamma T_3 \\ \text{und daß man weiter das Ge-}$$

wicht der kleinen Endprismen zwischen den Ebenen und der Wand A_0BL , LCM und MOD als zur Mauer gehörend ansieht.

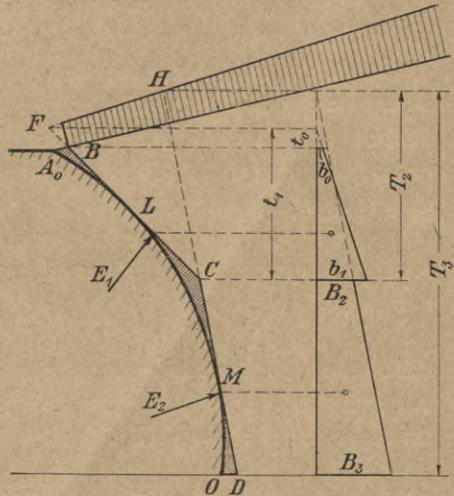


Abb. 14.

C. Wirkung von Einzellasten oder örtlich konzentrierter Lasten.

Die Lasten werden auf die Längeneinheit der Mauer verteilt angenommen.

Unter der Annahme ebener Gleitflächen findet man die Größe des auf eine Wand OA_0 wirkenden gefährlichen Erddruckes sehr einfach, indem man durch den Fußpunkt O der Wand eine Anzahl Gleitflächen $OC_1 - OC_2 - OC_3$ usw. legt (Abb. 15) und alle oberhalb der Gleitflächen liegenden Lasten, nämlich das Gewicht des Erdprismas OA_0C (und die Einzellast P), nach den Richtungen von E und Q zerlegt,

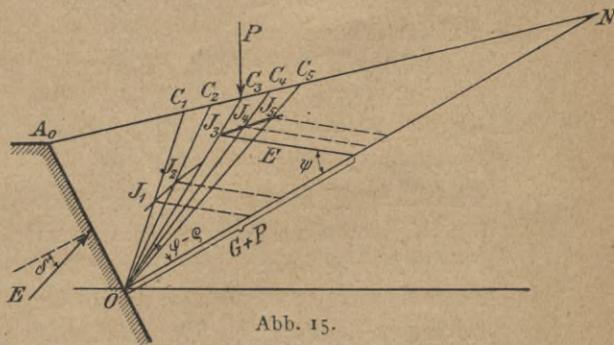


Abb. 15.

wie oben S. 10 bei Besprechung der Culmannschen Erddrucklinie angegeben ist (vergl. Abb. 7). Der Größtwert von E ist

verhältnismäßig leicht festzustellen, weil die Culmannsche Erddrucklinie auf der Gleitfläche, welche durch den Fußpunkt der Kraft P geht, einen Sprung aufweist und daher auch hier sehr oft den Größtwert von E angibt.

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

In Abb. 16a bis c ist die Erddruckverteilung bei zwei in verschiedenen Entfernungen von der Mauerkrone angreifenden Einzelasten P_1 und P_2 skizziert. Von A_0 bis D haben die Einzellasten keinen Einfluß auf den Erddruck. Die Gleitfläche ist unter dem φ geneigt und der Erddruck E ist $= \frac{1}{2} \gamma \lambda T^2$. Die Erddruckfläche ist dreieckförmig.

Für den Punkt D ergibt die durch den Fußpunkt der Kraft P_1 gelegte Gleitfläche DB (einschließlich der Last P_1), welche unter dem φ geneigt ist, durch Zerlegung der Erdlast G_1 und der Einzellast P_1 nach E und Q (Abb. 16b) den gleichen Erddruck auf die Wand A^0D , wie er sich ohne Einzellast nach der unter dem ϑ geneigten Gleitfläche DJ als größter ergeben hatte. φ ist $< \vartheta$. Unterhalb ergeben die durch den Lastangriffspunkt B gelegten Gleitflächen den größeren und daher maßgebenden Erddruck. Je mehr sich φ dem ϑ nähert, umsomehr nimmt der Einfluß der Einzellast auf die Dreieckverteilung nach der Tiefe in der Erddruckfläche ab.

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

Unterhalb E gehen die (gefährlichen) Gleitflächen bis zum Punkt H alle durch den Fußpunkt C der Last P_2 . Der φ nimmt zu und wird schließlich sogar größer als der Neigungswinkel ϑ der normalen Gleitfläche. Der Einfluß der Einzellast auf die Erddruckverteilung wird immer kleiner; die Begrenzung der Erddruckfläche $ad_0d'e'e''f'l'$ (schneidet die $\gamma \lambda T$ -Linie der Erddruckfläche ohne Einzel-

last und) nähert sich asymptotisch der $\gamma \lambda T$ -Linie, während unterhalb H die Neigungswinkel der Gleitfläche $KM-LN$ usw. sich allmählich dem Winkel ϑ wieder nähern.

Die durch die Einzellasten verursachten Aufsattelungen auf die ohne Rücksicht auf die Einzellasten ermittelte Erddruckfläche haben bei gerader Wand- und Erdoberfläche angenähert Dreieckform. Die Lage der Grundlinien dieser aufgesattelten Dreiecke kann in den Punkten D und E leicht durch Versuchsrechnungen festgestellt werden. Die Spitzen dieser Dreiecke liegen etwa auf der durch die Fußpunkte der Lasten unter dem $\sphericalangle \vartheta$ (für unbelastete Erde aus den

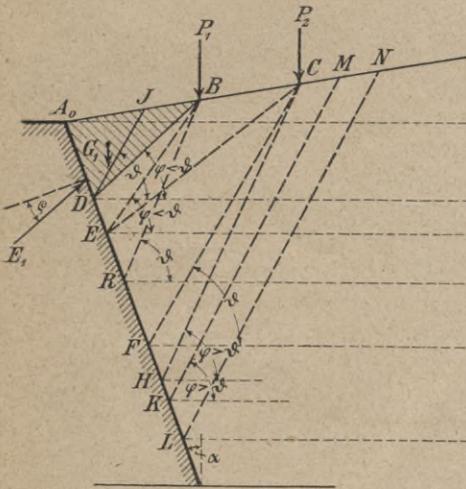


Abb. 16a.

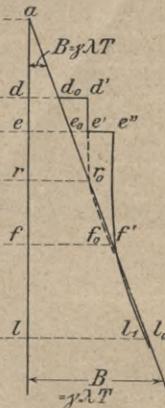


Abb. 16c.

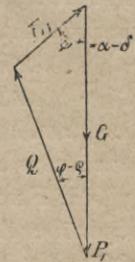


Abb. 16b.

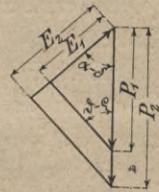


Abb. 16d.

Tabellen entnommen) gelegten Gleitfläche BR bzw. CF . (Die genaue Festlegung des unteren Verlaufs der Erddruckverteilung macht größere Schwierigkeiten.) Der Angriffspunkt der Zusatzlasten infolge der Einzelgewichte P_1 und P_2 liegt in $\frac{2}{3}$ der Höhe der Strecke RD bzw. FE . Die Größe der Zusatzdrücke ergibt sich durch Zerlegung von P_1 und P_2 nach E und Q unter den Winkeln $\psi = \alpha - \delta$ und $\vartheta - \varrho$ (ϑ Winkel der Gleitfläche bei unbelasteter Erde) (siehe Abb. 16d).

α) Ein vom Verfasser durchgerechnetes Beispiel ist in Abb. 17a maßstäblich dargestellt.

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

Als weitere Annahmen sind gemacht

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

Aus den Erddrucktabellen ergibt sich dann ohne Rücksicht auf die Einzellast $\lambda = 0,297$ und $\vartheta = \text{rd. } 54\frac{1}{3}^\circ$. Für die verschiedenen Tiefen ist dann durch Versuchsrechnung der größte Erddruck und die zugehörige Gleitfläche ermittelt und in der folgenden Tabelle angegeben und daraus die Erddruckverteilung

$$\frac{\Delta E}{\Delta T}$$

errechnet. Die Differenz dieses Erddruckes auf die Flächeneinheit gegenüber den Werten $\gamma \lambda T$ gibt den Einfluß der Einzellast P an (siehe letzte Spalte der Tabelle).

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

Bei etwa 3 m Tiefe tritt der Einfluß plötzlich scharf auf und nimmt weiter mit zunehmender Tiefe wieder allmählich ab, bis er in rd. 4,5 m Tiefe gleich Null wird. Die Gleitfläche geht für dieses Wandstück (von 3 bis 4,5 m Tiefe) immer durch den Fußpunkt der Last;

der Winkel ϑ springt bei 3 m Tiefe plötzlich auf 45° herunter und nimmt dann wieder zu bis auf einen

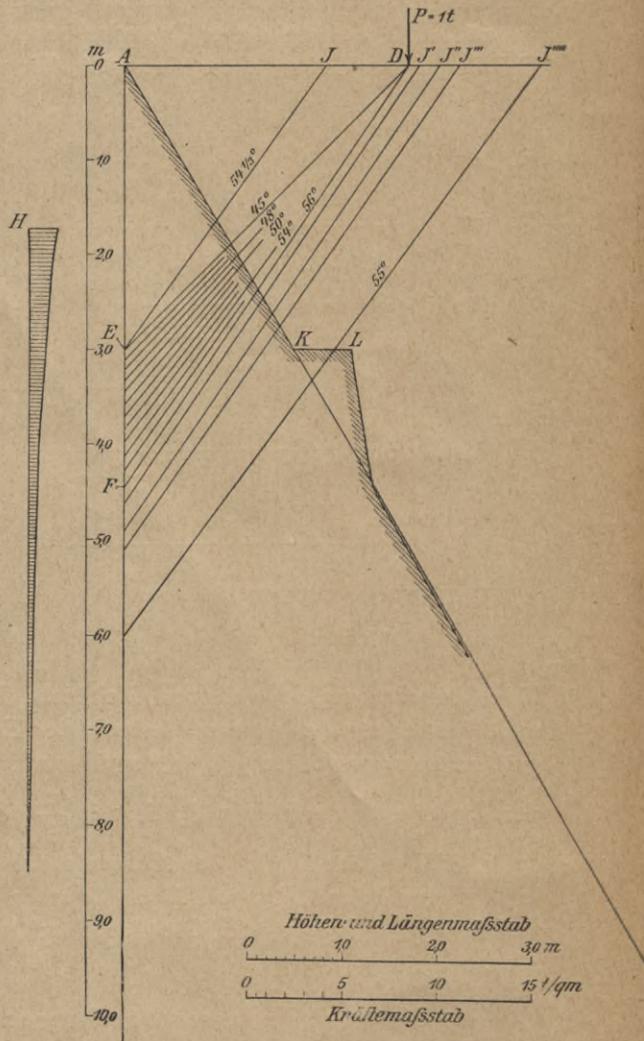


Abb. 17 a u. b.

Tabelle I.

Einfluß einer Einzellast auf den Erddruck auf eine senkrechte Wand.

Tiefe T in m	Neigung der Gleit- fläche ϑ in $^{\circ}$	Erd- druck E auf 1 lfdm in t	Zunahme		Mittlere Tiefe in m	Druckverteilung $\Delta E / \Delta T$		
			des Erd- druckes ΔE in t	der Tiefe ΔT in m		mit Einzel- last in t/qm	ohne Einzel- last in t/qm	Einfluß der Einzel- last in t/qm
1,0	54 $\frac{1}{3}$	0,297	0,297	1,0	0,5	0,297	0,297	0
2,0	54 $\frac{1}{3}$	1,189	0,892	1,0	1,5	0,892	0,892	0
2,993	(54 $\frac{1}{3}$ / 45)	2,656	1,467	0,99	2,497	1,484	1,484	0
3,0	45	2,679		0,01				
3,107	46	2,931	0,252	0,107	3,054	2,358	1,815	+ 0,543
3,217	47	3,196	0,265	0,110	3,162	2,406	1,879	+ 0,527
3,332	48	3,473	0,277	0,115	3,274	2,409	1,936	+ 0,473
3,452	49	3,765	0,292	0,120	3,392	2,437	2,016	+ 0,421
3,575	50	4,073	0,308	0,123	3,514	2,502	2,088	+ 0,413
3,705	51	4,397	0,324	0,130	3,640	2,494	2,164	+ 0,330
3,840	52	4,737	0,340	0,135	3,772	2,518	2,242	+ 0,276
3,981	53	5,094	0,357	0,141	3,911	2,531	2,324	+ 0,207
4,129	54	5,474	0,380	0,148	4,055	2,568	2,410	+ 0,158
4,284	55	5,875	0,401	0,155	4,206	2,586	2,500	+ 0,086
4,448	56	6,304	0,429	0,164	4,366	2,615	2,595	+ 0,020
4,62	56	6,766	0,462	0,172	4,534	2,686	2,695	- 0,009
4,7	56	6,987	0,221	0,08	4,66	2,765	2,770	- 0,005
4,8	56	7,269	0,282	0,1	4,75	2,816	2,823	—
4,9	56	7,556	0,287	0,1	4,85	2,875	2,883	—
5,0	56	7,850	0,294	0,1	4,95	2,934	2,942	—
5,1	55	8,149	0,299	0,1	5,05	2,997	3,002	—
6,0	55	11,116	2,967	0,9	5,55	3,297	3,299	—
1,00	55	30,124	19,008	4,0	8,0	4,752	4,755	—

rd. o

Wert, der etwas größer als der Gleitwinkel bei unbelasteter Hinterfüllung ist (rd. 56°).

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

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

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

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

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

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

Zum Vergleich ist als äußerst denkbarer Grenzfall die Druckverteilung auf die Wand infolge der Einzellast bei sonst gleichen Verhältnissen wie oben, aber unter der Annahme $\gamma = 0$ errechnet und in Tabelle II angegeben sowie in Abb. 17b dargestellt. Die Gleitfläche geht dann stets durch den Fußpunkt der Einzellast und der Wanddruck ermittelt sich nach der Formel

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

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

Tabelle II.

Einfluß einer Einzellast auf den Erddruck
 bei den gleichen Verhältnissen der Tabelle I (Abb. 17),
 aber unter der Annahme, daß $\gamma = 0$ wäre.

9	Tiefe <i>T</i>	Erd- druck <i>E</i>	Zunahme		Druckverteilung und zugleich Einfluß der Einzellast $\Delta E/\Delta T$	
			des Erddruckes ΔE	der Tiefe ΔT		
in °	in m	in t	in t	in m	in t/qm	
30	1,7321	—	}			
31	1,8026	0,1995		0,01995	0,0705	0,283
32	1,8746	0,0395		0,01955	0,0720	0,272
33	1,9482	0,0587		0,0192	0,0736	0,261
34	2,0235	0,0776		0,0189	0,0753	0,251
35	2,1006	0,0962		0,0186	0,0771	0,241
40	2,517	0,1850		0,0888	0,416	0,213
45	3,0	0,2679		0,0829	0,483	0,172
50	3,575	0,3473		0,0794	0,575	0,138
55	4,284	0,4242		0,0769	0,709	0,109
60	5,196	0,5		0,0758	0,912	0,083
65	6,434	0,5758		0,0758	1,238	0,061
70	8,242	0,6527		0,0769	1,808	0,043

Demgegenüber empfiehlt der Verfasser, bei größeren Einzel-
 lasten durch schrittweises Vorgehen von oben die Tiefen festzustellen
 (vergl. in Abb. 16a die Punkte *D* und *E*), für die sich in zwei Gleit-
 flächen ohne und mit der betreffenden Einzellast die gleichen
 Erddrücke (ohne Einzellast $= \gamma \frac{\lambda T^2}{2}$) ergeben, wo daher der Ein-
 fluß der Einzellasten am stärksten ist, und außerdem mit Hilfe der
 Parallelen zur Gleitfläche für unbelastete Hinterfüllung durch den
 Fußpunkt der Einzellast die Tiefe, in denen der Einfluß schon sehr
 gering ist. Auf diesen für jede Einzellast P_1, P_2 usw. ermittelten

Strecken nehme man den Angriffspunkt des durch die betreffende Einzellast verursachten Erddruckes in $\frac{1}{3}$ von oben an. Die Größe der Erddrücke $E_{(P_1)}$, $E_{(P_2)}$ usw. findet man durch Zerlegung von P_1 und P_2 nach den Richtungen von E und Q oder nach der Gleichung

$$E_{(P)} = P \frac{\sin(\vartheta - \varrho)}{\sin(\vartheta - \varrho + \psi)} \dots \dots \dots 22)$$

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

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

D. Schlußbetrachtungen zur Berechnung des aktiven und passiven Erddruckes.

Die oben wiedergegebenen Konstruktions- und Rechenmethoden geben einen Anhalt zur Berechnung der Grenzwerte des Erddruckes im kohäsionslosen Erdmaterial. Bei der stets im Erdreich vorhandenen, in der Rechnung nicht berücksichtigten Kohäsion wird der aktive Erddruck erfahrungsmäßig sehr oft gleich Null.

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

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

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

Für zahlenmäßige Untersuchungen können folgende Werte für den natürlichen Böschungswinkel und für das spezifische Gewicht der Hinterfüllungserde zugrunde gelegt werden, solange keine besonderen Feststellungen gemacht sind.

Tabelle III.

Erdarten	natürlicher Böschungswinkel ϱ in °	tg ϱ	γ
Dammerde, trocken	35—40	0,7—0,84	1,4
„ , naturfeucht	45	1,0	1,6
„ , gesättigt naß	27	0,51	1,8
Sand, trocken	30—35	0,58—0,70	1,58—1,65
„ , naturfeucht	40	0,84	1,8
„ , gesättigt naß	25	0,47	2,0
Lehmboden, trocken	40—45	0,84—1,0	1,5
„ , naß	20—25	0,36—0,47	1,9
Tonerde, trocken	40—50	0,84—1,19	1,6
„ , naß	20—25	0,36—0,47	2,0
Kies, trocken	35—40	0,70—0,84	1,8—1,85
Gerölle, eckig	45	1,0	1,8
„ , rundlich	30	0,58	1,8

Abschnitt II. Beispiele.

1. Die freistehende unverankerte Spundwand.

Betrachten wir zunächst den einfachen Fall der lediglich durch den Erddruck in Boden eingespannten Wand $A-C$, so wird nach dem Einrammen ein natürlicher Erddruck $= \lambda_{(n)} \frac{\gamma h(c)^2}{2}$ auf das im Boden steckende Ende BC wirken, wobei wir genügend genau $\lambda_{(n)} = 1$ setzen können. Wird nun eine beliebige, seitlich wirkende äußere Kraft P an dem freien Ende der Wand angebracht, so wird die Wand sich um irgend einen Punkt D im Boden drehen (siehe Abb. 18a). In diesem Punkte wird der Erddruck, da keine Verschiebung eintritt, unverändert $= \lambda_{(n)} \gamma h$ bleiben. Oberhalb dieses Punktes muß sich links (kraftabgewandt) der Wand der Erddruck erhöhen, rechts verringern, und zwar umsomehr, je weiter die betreffende Stelle von D entfernt ist entsprechend den größeren Verschiebungen der Wand,

es besteht aber die Bedingung, daß die Werte des passiven und aktiven Erddruckes $= \lambda_{(p)} \gamma h$ bzw. $\lambda_{(a)} \gamma h$ nicht über- bzw. unterschritten werden können. Ähnlich wird unterhalb des Punktes D der Erddruck links verringert, rechts erhöht. Dadurch ergibt sich etwa die in Abb. 18a dargestellte Verteilung des Erddruckes. In Abb. 18b ist dieselbe Verteilung nach Abzug der entgegengesetzt gerichteten positiven und negativen Kräfte wiedergegeben. In Punkt D

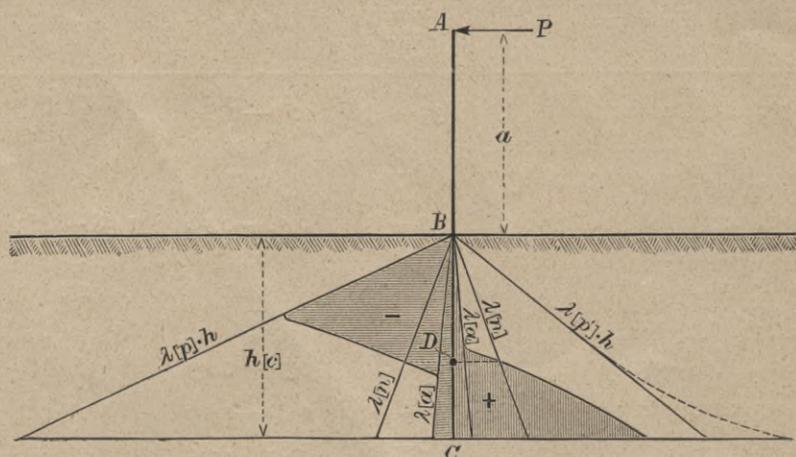


Abb. 18a.

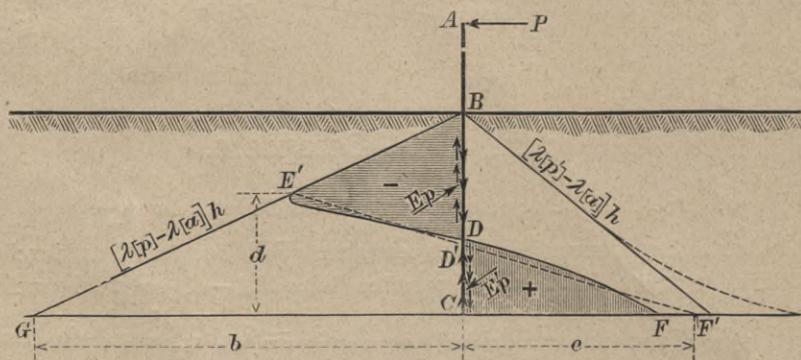


Abb. 18b.

ergibt sich dann für die Rechnung der Erddruck $= 0$. Die Linie EDF' ist im allgemeinen keine Gerade. Ihre Krümmung ist abhängig von der Biegung des im Boden steckenden Bohlwerkteiles. Dieser Umstand ist indessen günstig für die Standsicherheit, weil dadurch der Erddruck CF gerade an der gefährlichsten Stelle verringert wird, und wir rechnen ungünstig, wenn wir an Stelle von EDF eine Gerade $E'D'F'$ annehmen. Bei einer Geraden ist aber die Lage eindeutig

gegeben durch die Bedingung, daß die Summe aller Kräfte und aller Momente = 0 sein muß. Es ist nämlich:

$$P - \frac{\gamma b h_{(c)}}{2} + \frac{\gamma (b+e) d}{2} = 0 \dots 23)$$

$$P(a + h_{(c)}) - \frac{\gamma b h_{(c)}^2}{6} + \frac{\gamma (b+e) d^2}{6} = 0 \dots 24)$$

Da hierin $b = (\lambda_{(p)} - \lambda_{(a)}) h_{(c)}$ ist und nur d und e unbekannt sind, so lassen sich diese beiden Größen aus den beiden Gleichungen ermitteln. Für die Standsicherheit ist es dann erforderlich, daß e den Wert des passiven Erddruckes $(\lambda_{(p)'} - \lambda_{(a)}) h_c$ nicht überschreitet.

Für die richtige Wahl der wahrscheinlichsten λ -Werte sind nun die (sehr kleinen) Verschiebungen zwischen Erde und Wand bestimmend. Im vorliegenden Falle wird die Erde links der Wand im oberen Teile das Bestreben haben, unter dem Druck der Bohlwand

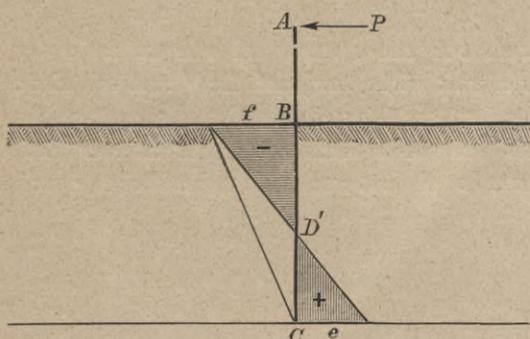


Abb. 18c.

nach oben auszuweichen und, soweit der passive Erddruck überschritten wird, auch wirklich ausweichen. Es wird daher links der Wand der Erddruck von unten nach oben wirken und zum Teil sogar der volle Reibungswinkel zur Geltung kommen. Die Größe des Erddruckes

(bezw. der Beiwert) kann dementsprechend verhältnismäßig hoch genommen werden, wie die λ -Werte der Tabelle VI erkennen lassen.

Anders ist es aber auf der rechten Seite. Dem nach oben gerichteten Erddruck links entgegenwirkend muß hier der Erddruck nach unten gerichtet sein, und es kann, wie die Tabellen zeigen, λ bei weitem nicht die Größe erreichen wie links. Günstig wirkt allerdings, daß durch den unten nach rechts wirkenden Bohlwanddruck ein bis zur Erdoberfläche reichendes Erdprisma bewegt werden

muß, so daß der Gesamtgedruck der Erde $= \lambda_{(p)'} \frac{\gamma h_{(c)}^2}{2}$ in Rechnung zu stellen wäre, und darum der zulässige spezifische passive Erddruck höher angenommen werden könnte. Immerhin wird man aus den angeführten Gründen gut tun, bei dieser Richtung des Erddruckes nicht über die in den Tabellen angegebenen λ -Werte für $\delta = 0$ hinauszugehen. Während man also beispielsweise bei

einem Böschung- und Reibungswinkel von 30 bis 50° auf der einen Seite unbedenklich einen Erddruck von 10 (bis 20) γh zulassen kann, wird man auf der anderen Seite versuchen, möglichst unter 3 bis 4 γh zu bleiben; der aktive Erddruck von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{4} \gamma h$ spielt hierbei kaum eine Rolle.

Bei den sich so ergebenden hohen Werten des passiven Erddruckes am oberen Teile der Wand ist nun die Linie BG vielfach so flach, daß man ohne großen Fehler eine weitere Vereinfachung der Rechnung dadurch vornehmen kann, daß man die Wand fest eingespannt annimmt ($\lambda_p = \infty$). Dann nehmen die obigen Gleichungen die Form an (vergl. Abb. 18c):

$$P - \gamma \frac{f h_{(c)}}{2} + \gamma \frac{e h_{(c)}}{2} = 0 \dots \dots \dots 25)$$

$$P(a + h_{(c)}) - \gamma \frac{f h_{(c)}^2}{3} + \gamma \frac{e h_{(c)}^2}{6} = 0 \dots \dots \dots 26)$$

Ganz ähnlich kann man vorgehen, wenn am oberen Ende der Spundwand nicht eine Einzelkraft wirkt, sondern die Wand mit Erde hinterfüllt ist. Abb. 19a zeigt die Verteilung des Erddruckes in diesem Falle. Oben rechts und unten links wirkt nur aktiver Erddruck; in D , dem Drehpunkt, muß beiderseits der natürliche, durch

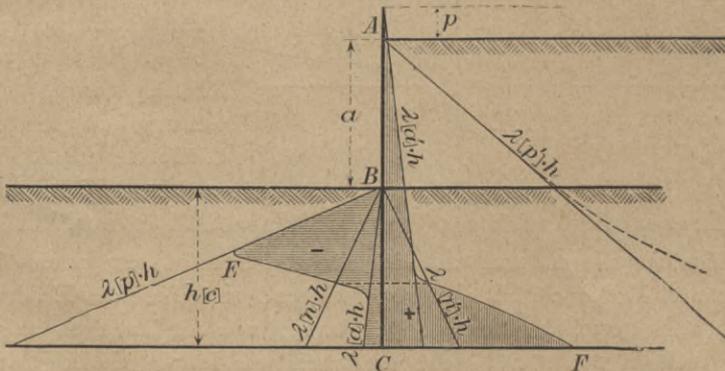


Abb. 19a.

die Bodenablagerung bedingte Erddruck vorhanden sein (soweit der aktive Erddruck nicht größer ist). Im übrigen muß der Erdwiderstand (passiver Erddruck) zur Geltung kommen. Nach Ausgleich einiger positiver und negativer Erddruckflächen links und rechts und nach Ersatz der Linie EDF durch die Gerade $E'D'F'$ ergibt sich das in Abb. 19b dargestellte Belastungsschema der Wand. Die Bedingungsgleichungen lauten ähnlich wie oben.

$$\lambda_{(a)} \gamma \frac{(a+p)^2}{2} + \lambda_{(a)} \gamma (a+p) i - \gamma \frac{b h_{(c)}}{2} + \gamma \frac{(b+e) d}{2} = 0 \quad 27)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_{(a)} \gamma \frac{(a+p)^2}{2} \left(\frac{a+p}{3} + h_{(c)} \right) + \lambda_{(a)} \gamma (a+p) i \left(h_{(c)} - \frac{i}{2} \right) \\ - \gamma \frac{b h_{(c)}^2}{6} + \gamma \frac{(b+e) d^2}{6} = 0 \end{aligned} \right\} 28)$$

hierin ist

$$b = (\lambda_{(p)} - \lambda_{(a)}) h_{(c)},$$

$$i = h_{(c)} - \frac{e}{e+\delta} d \quad \text{und}$$

$$\delta = b \frac{h_{(c)} - d}{h_{(c)}}.$$

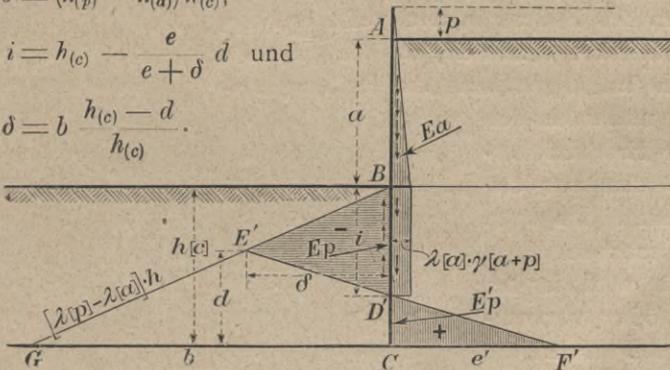


Abb. 19b.

Bezüglich der Höchstwerte des passiven Erddruckes liegt dieser Fall noch günstiger als der zuerst behandelte Fall, da bei einer Drehung um den Punkt D die belastende Erde rechts der Wand die Neigung haben wird, von der Wand abzugleiten, und daher der ganze aktive Erddruck schräg nach unten wirkt. Dadurch wird wahrscheinlich der Winkel, den E_p (links) mit der Wandnormalen bildet, vergrößert und andererseits der Winkel zwischen dem Erdwiderstande $E_{p'}$ und der Wandnormalen verkleinert. Außerdem wird der Größtwert des zulässigen passiven Erddruckes (rechts) durch die Auflast der Hinterfüllung a vergrößert. Umsomehr ist es daher hier angebracht, wenn die Verhältnisse es sonst gestatten, d. h. wenn das Auftreten größerer Böschung- und Reibungswinkel möglich und wahrscheinlich ist, zur Vereinfachung der Rechnung die Spundwand fest eingespannt ($\lambda_{(p)} = \infty$) anzunehmen, wie es in Abb. 19c geschehen ist. Die Bedingungsgleichungen lauten dann:

$$\lambda_{(a)} \gamma \left(\frac{a+p}{2} \right)^2 + \lambda_{(a)} \lambda (a+p) i - \gamma f \frac{h_{(c)}}{2} + \gamma e \frac{h_{(c)}}{2} = 0 \quad 29)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_{(a)} \gamma \frac{(a+p)^2}{2} \left(\frac{a+p}{3} + h_{(c)} \right) + \lambda_{(a)} \gamma (a+p) i \left(h_{(c)} - \frac{i}{2} \right) \\ - \gamma \frac{f h_{(c)}^2}{3} + \gamma e \frac{h_{(c)}^2}{6} = 0 \end{aligned} \right\} 30)$$

hierin ist

$$i = h_{(c)} \frac{f}{f+e}.$$

Trotz der günstigen Bedingungen für diesen Fall wird man aber doch gut tun, die Spundwand mindestens so tief zu rammen, daß der errechnete Wert e den nach den Tabellen für $\delta = 0$ zulässigen Wert von $\lambda_{(p)}$ ($a + h_e$) nicht übersteigt. Besondere Vorsicht bei der Wahl der λ -Werte ist sowohl im vorliegenden Falle wie überhaupt bei allen Erddruckaufgaben anzuwenden, wenn dauernde starke Erschütterungen des Bodens in unmittelbarer Nähe des Bauwerkes auftreten, da die Erschütterungen im allgemeinen die Reibung verringern und daher den aktiven Erddruck erhöhen, den passiven Erddruck hingegen kleiner machen.

Es wird in der Praxis öfter vorkommen, daß nicht die Spundwand nachträglich

hinterfüllt wird, sondern daß nach dem Schlagen der Spundwand der Boden einseitig abgegraben wird. In diesem Falle wird nur der natürliche Erddruck $[= \lambda_{(n)} \gamma (a + h)]$ größer. Die Erddruckverteilung ist in Abb. 19d dargestellt. Wie man aus der Abbildung sieht, bleiben die Endergebnisse und die Formeln die gleichen wie im vorher behandelten Falle (Abb. 19b u. c).

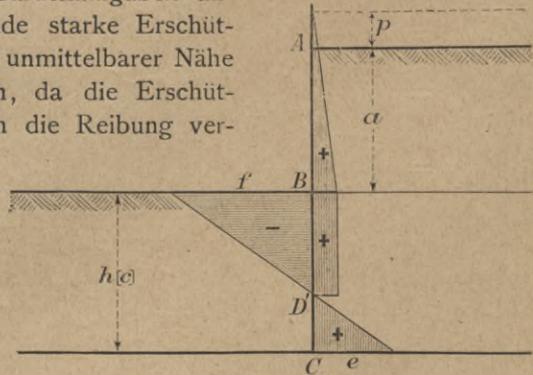


Abb. 19c.

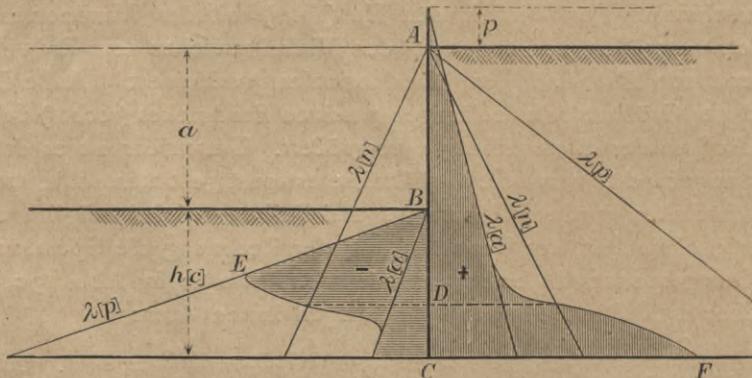


Abb. 19d.

In den oben aufgeführten Formeln ist der Erddruck zur Vereinfachung wagerecht (lotrecht zur Wand) in Rechnung gestellt, trotzdem für die Schätzung seiner Größe besonders darauf hingewiesen ist, daß er wahrscheinlich schräg zur Wand gerichtet ist. Natürlich ist es auch zulässig, den Erddruck mehr oder weniger geneigt in

die Rechnung einzuführen, wenn man irgendwelchen Anhalt für seine genaue Richtung hat; es dürfte sich aber bei der ganzen Art der Untersuchungen (als Näherungsrechnung) wenig empfehlen.

2. Einzelnen stehende Pfähle.

Ein einzelner in den Erdboden eingerammter Pfahl wird, wenn weiter keine äußeren Kräfte seitlich auf ihn wirken, jedenfalls den natürlichen Erddruck (in Wirklichkeit wegen der Zusammenpressung des Bodens beim Einrammen noch mehr) allseitig an seiner Oberfläche erfahren. Bei einer Pfahlstärke $= s$ (rechteckig) wird also ein spezifischer natürlicher Erddruck $= \lambda_{(n)} \gamma \cdot h \cdot s$ in der Tiefe h von beiden Seiten an dem Pfahl angreifen.

Wirken aber seitliche Kräfte am oberen Teil auf den Pfahl, so wird sich die Verteilung auch ähnlich wie in Abb. 18a einstellen.

Es ist aber zu bedenken, daß der höchste erreichbare Erdwiderstand mit der Tiefe erheblich mehr zunimmt als bei der vollen Spundwand. Die volle Spundwand wird zum Kippen kommen, wenn es dem Fuße möglich wird, ein (dreieckiges) Erdprisma von der Länge der Wand hinauszudrücken; der alleinstehende Pfahl muß aber zu dem gleichen Zweck infolge der Reibung an den benachbarten Erdteilen einen Erdkörper herausschieben, welcher nur am Pfahl die Länge s hat, dessen Länge in größerer Entfernung indessen mit der Tiefe des bewegten Erdkörpers zunimmt, so daß der passive Erddruck in diesem Falle für die Einheit der Tiefe $\lambda_{(n)} \gamma \cdot h (s + mh)$ gesetzt werden kann, worin m ein von der Reibung abhängiger Beiwert ist, der unter gewöhnlichen Verhältnissen so groß ist, daß eine verholzte Pfahlreihe schon bei mäßiger Tiefe (im Vergleich zur Pfahlentfernung) annähernd den gleichen passiven Erdwiderstand erfährt als eine volle Spundwand (vergl. hierzu die Ausführungen S. 57 u. f.).

Nimmt man den Wert m schätzungsweise $= 1$ an, so würde der passive Erdwiderstand auf die Pfahlbreite $s = 30$ cm schon in einer Tiefe von 2 bis 3 s ($= 60$ bis 90 cm) das Drei- bis Vierfache der in den Tabellen aufgeführten Werte betragen können, so daß es hier vollkommen genügt, den Pfahl als fest eingespannt anzunehmen, d. h. $\lambda_{(p)} = \infty$ zu setzen, wenn nicht besondere Verhältnisse vorliegen, welche eine genauere Rechnung angezeigt erscheinen lassen (wie beispielsweise sehr weicher Boden, Angriff einer außergewöhnlich großen Seitenkraft und dergl.).

3. Berechnung der Stärken freistehender Spund- und Bohlwände.

Nachdem man die Standsicherheit des Bauwerks unter Zugrundelegung möglichst wahrscheinlicher Annahmen für die Erd drücke und Erdwiderstände, wie oben gezeigt, geprüft hat, ist es ein

Leichtes, unter denselben Voraussetzungen die Beanspruchungen des Stoffes der Wand zu untersuchen. In den am häufigsten vorkommenden Fällen (vergl. Abb. 18 u. 19) nimmt das Moment von A nach B zu, erreicht in geringer Tiefe unter der Erdoberfläche (B) seinen größten Wert und wird in Punkt C wieder $= 0$. Die Stelle des größten Momentes findet man in der bekannten Weise, indem man $\frac{dM}{dh} = 0$ setzt; bei der Unsicherheit der Annahme, und zwar

sowohl bezüglich des Erdwiderstandes als auch bezüglich der Festigkeit der verwendeten Baustoffe genügt es indessen auch hier in den meisten Fällen, die freistehenden Bauteile an der Erdoberfläche als fest eingespannt anzusehen und nur an dieser Stelle das Moment zu berechnen, da der Unterschied zwischen dem Einspannungsmoment und dem größten Moment meist verhältnismäßig gering ist im Vergleich zu den in den Annahmen liegenden unvermeidlichen Fehlern.

Beispielsweise beträgt in dem in Abb. 18 dargestellten Falle, wenn $P = 1 \text{ t}$, $a = 3 \text{ m}$, $h_{(c)} = 2 \text{ m}$, $\gamma = 1,8 \text{ t/cbm}$ und $\lambda_{(p)} = \text{rd. } 10$ gesetzt wird, das Einspannungsmoment $= 3 \text{ t/m}$. Demgegenüber würde das größte Moment bei fester Einspannung gemäß Abb. 18c (f errechnet sich zu $6,5 \text{ t/qm}$ und e zu $5,5 \text{ t/qm}$) etwa 17 cm unter dem Boden liegen und rd. $3,07 \text{ t/m}$ betragen, während es bei Einspannung durch den Erdwiderstand gemäß Abb. 18b etwa 45 cm unter dem Erdboden liegen und rd. $3,3 \text{ t/m}$ betragen würde.

Ist man über die Zulässigkeit der vereinfachenden Annahme der festen Einspannung und über die Richtigkeit der Erddruckannahmen im Zweifel, so wird man gut tun, die genauere Rechnung für verschiedene, aber jedenfalls mögliche und wahrscheinliche Annahmen nach den obigen Hinweisen durchzuführen.

4. Verankerte Spund- und Bohlwände.

Ist die Wand durch eine Verankerung in der Nähe des oberen Endes festgehalten (Abb. 20a–c), so wird vor der Erdhinterfüllung, wenn der Anker nicht künstlich angespannt ist, am unteren Ende der Wand der natürliche Erddruck (γh) angreifen. Nach der Hinterfüllung wird auf der hinterfüllten Seite ein Erddruck wirken, welcher mindestens die Größe des aktiven Erddruckes hat. Zur Aufnahme dieses Erddruckes, der als weitere Kraft zu dem bisher im Gleichgewicht befindlichen System hinzutritt, muß der Anker in Spannung geraten, und der Erdwiderstand auf der nicht hinterfüllten Seite vergrößert werden, während der natürliche Erddruck unter der Hinterfüllung abnehmen muß, soweit nicht der kleinste Wert des aktiven Erddruckes dieser Abnahme ein Ziel setzt. Die Wand muß also eine kleine Bewegung ausführen, ohne welche das Auftreten der

Kräfte nicht denkbar wäre, und die wir, wenn sie bekannt wäre, zur Schätzung der Kraftverteilung benutzen könnten.

Denken wir uns die Wand vollkommen starr, so wird sie sich bei der Bewegung um irgend einen Punkt drehen, der entweder oberhalb (Abb. 20a) oder unterhalb (Abb. 20b) in D liegen möge. Bei der Kleinheit der Bewegungen können wir die Zunahme oder Abnahme des Erddruckes gegenüber dem natürlichen Erddruck annähernd geradlinig annehmen. Dann ergibt sich die in den Abb. 20a u. b schematisch dargestellte Verteilung des Erddruckes. Oberhalb des Punktes E ist eine weitere Zunahme des Erdwiderstandes durch die

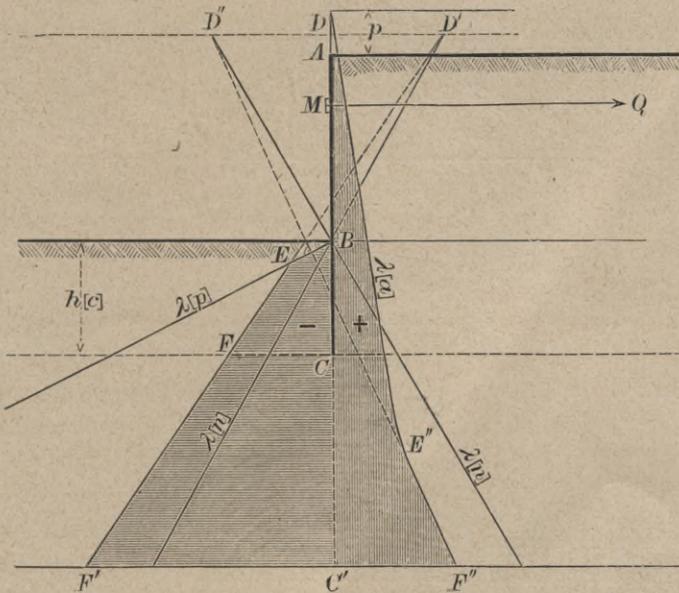


Abb. 20a.

Linie $\lambda(p)$ des passiven Erddruckes begrenzt, ebenso ist auf der anderen Seite oberhalb E'' einer weiteren Verringerung des hier vorher vorhandenen natürlichen Erddruckes durch die Linie $\lambda(a)$ des aktiven Erddruckes ein Ziel gesetzt. Unterhalb E'' wird die Vermehrung bezw. Verminderung des Erddruckes auf den beiden Seiten der Wand etwa gleichgroß anzunehmen sein. In D , dem Drehpunkt (Abb. 20b), würde der natürliche Erddruck unverändert bleiben.

In den meisten vorkommenden Fällen vereinfacht sich die Figur der Verteilung des Erddruckes wesentlich dadurch, daß der Fußpunkt C oberhalb des Punktes E'' liegt, so daß auf der Hinterfüllungsseite lediglich der aktive Erddruck wirksam ist.

Die Annahme einer vollkommen starren Wand trifft nun in der Wirklichkeit nie ganz zu. Vielmehr wird sich die Wand sowohl innerhalb des Bodens als auch auf der freien Höhe je nach dem Baustoff (Holz, Eisen, Eisenbeton) mehr oder weniger durchbiegen, und im allgemeinen werden zwei Punkte D und (D) unten und oben

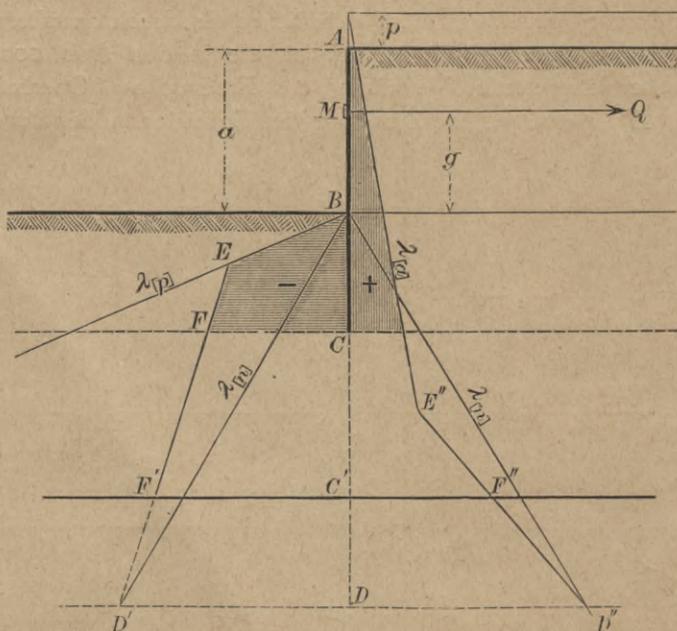


Abb. 20b.

vorhanden sein, welche keine Bewegungen erfahren; in diesen Punkten würde also der natürliche Zustand erhalten bleiben, während zwischen ihnen eine Vermehrung bezw. Verminderung des natürlichen Erddruckes stattfinden muß, die wir wieder annähernd proportional der Durchbiegung¹⁾ annehmen können. Die Abb. 20c zeigt die sich in diesem Falle ergebende Erddruckverteilung bei einer Rammtiefe = h_c .

Ein etwaiger Versuch, die Lage der Punkte D und (D) durch Rechnung festzustellen und danach die genaue Verteilung des Erd-

¹⁾ Die Annahme, daß die Vergrößerung des natürlichen Erddruckes proportional der Wandbewegung stattfinden soll, ist anfechtbar, da man sich auch und vielleicht mit größerer Berechtigung vorstellen kann, daß die Vergrößerung des Erddruckes hauptsächlich durch Schubkraft auf den Untergrund übertragen wird. In diesem Falle würde die Zunahme des Erdwiderstandes vom natürlichen Erddruck aus etwa proportional der ersten Abgeleiteten der Durchbiegung $\left(-\frac{d\eta}{dh}\right)$ gesetzt werden können, und die Verteilung würde der Abb. 21 entsprechen. Die wahrscheinlichste Verteilung liegt zwischen den beiden behandelten Annahmen. Sollte man indessen gegen die oben in Abb. 20c angegebene Ausgleichlinie $E'F''$ irgend-

druckes zu ermitteln, ist bei der Art der übrigen Rechnung zwecklos, zumal die Nachgiebigkeit der Verankerung und das elastische Verhalten der verschiedenen Bodenarten nicht bekannt ist.

Ersetzt man die irgendwie gekrümmte Linie EF der Abb. 20c durch eine senkrechte Gerade $E'F'$, so erhalten wir mit den Bezeichnungen der Abb. 20c für die Größe der Ankerkraft und die

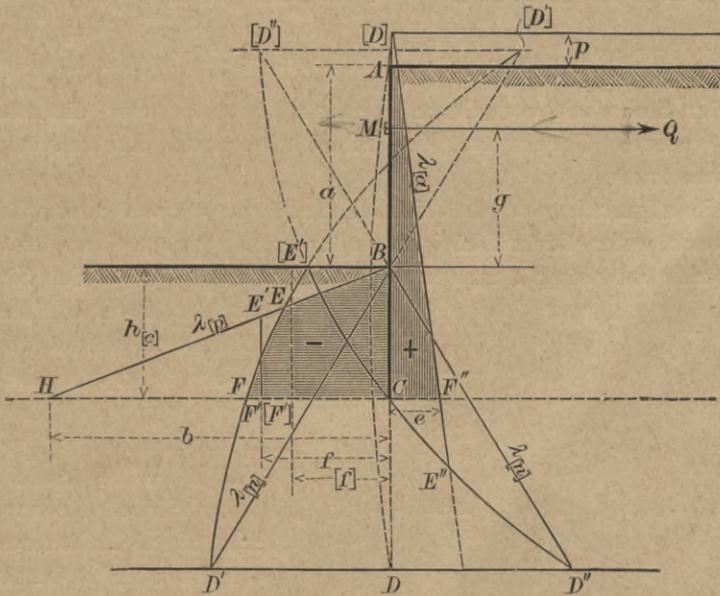


Abb. 20c.

Größe des Erdwiderstandes die Bedingungsgleichungen (Gleichgewicht der Kräfte und Gleichgewicht der Momente):

$$Q + \lambda_{(a)} \gamma \frac{(h_{(c)} + a + p)^2}{2} - \gamma f h_{(c)} + \frac{\gamma f h_{(c)} f}{2b} = 0 \quad \dots \quad 31)$$

$$\left. \begin{aligned} Q(g + h_{(c)}) + \lambda_{(a)} \gamma \frac{(h_{(c)} + a + p)^3}{6} - \frac{\gamma f h_{(c)}^2}{2} \\ + \frac{\gamma f^2 h_{(c)}}{2b} \left(h_{(c)} - \frac{h_{(c)} f}{3b} \right) = 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 32)$$

wie Bedenken haben, dann kann man die Ausgleichlinie BF' auch nach der Abb. 21 nehmen. Die Bedingungsgleichungen lauten dann:

$$I. \quad Q + \lambda_{(a)} \gamma \frac{(h_{(c)} + a + p)^2}{2} + \gamma \frac{f h_{(c)}}{2} = 0 \quad \dots \quad 31a)$$

$$II. \quad Q(g + h_{(c)}) + \lambda_{(a)} \gamma \frac{(h_{(c)} + a + p)^3}{6} - \gamma \frac{f h_{(c)}^2}{6} = 0 \quad \dots \quad 32a)$$

Diese Ausgleichlinie ist nur etwas ungünstiger für die Berechnung der Spundwand selbst, da der Erdwiderstand unnötig tief (um 0,66 h unter dem Erdboden) angreifend gedacht ist, hat aber sonst auf die zu wählende Rammtiefe keinen merklichen Einfluß.

hierin sind, da $b = \lambda_{(p)} h_c$ ist, nur die Ankerkraft Q und der spezifische Erdwiderstand f unbekannt und lassen sich bestimmen.

Umgekehrt ist in praktischen Fällen die hier als bekannt angenommene Rammtiefe $h_{(c)}$ so zu wählen, daß gegen die Verschiebung des Fußes C und gegen Herausbrechen des widerstehenden Erdprismas eine gewisse Sicherheit n besteht, d. h. es darf die Fläche $EFCB = E'F'CB$ höchstens $\frac{1}{n}$ der Fläche $BHC = \frac{1}{n} \gamma \lambda_{(p)} \frac{h_{(c)}^2}{2}$ sein.

Die Wahl dieses Sicherheitskoeffizienten $\frac{1}{n}$ hängt in erster Linie von der Sicherheit und Genauigkeit ab, mit der man die aktiven und passiven Grenzwerte des Erddruckes und Erdwiderstandes schätzen kann.

Im allgemeinen wird es richtiger sein, den aktiven und passiven Erddruck unter Berücksichtigung aller günstigen und ungünstigen Umstände möglichst genau zu schätzen und den Grad der Sicherheit eher durch Wahl eines

höheren Wertes n zu erhöhen, da eine zu niedrige Schätzung des passiven Erddruckes unter gleichzeitiger Wahl eines niedrigen Sicherheitswertes n ($= 1$) die Sicherheit des unsichersten Teiles der Rechnung nicht mehr erhöht, dagegen wegen der der Wirklichkeit wahrscheinlich nicht entsprechenden (dreieckigen) Verteilung des Erdwiderstandes den

sichersten Teil der Rechnung (die Wand selbst) zu ungünstig belastet.

Bei Wahl der $\lambda_{(a)}$ - und $\lambda_{(p)}$ -Werte muß man wieder bedenken, wie die Bewegung der Wand gegenüber der umgebenden Erde (bezw. umgekehrt) bei einer sehr kleinen, den Bruch einleitenden Bewegung erfolgt. Infolge der Verankerung wird sich die Wand im oberen Teile wenig bewegen; ein Abwärtsgleiten der Hinterfüllungserde wird daher im oberen (hinterfüllten) Teile nur in geringem Maße, im unteren Teile (im gewachsenen Boden) überhaupt nicht eintreten. Die Abweichung der Richtung des aktiven Erddruckes von der Senkrechten wird daher im oberen Teile nur gering sein, während er im unteren Teile voraussichtlich annähernd senkrecht bleiben wird. Die $\lambda_{(a)}$ -Werte werden sich demnach zweckmäßig den Zahlen der Erddruck-

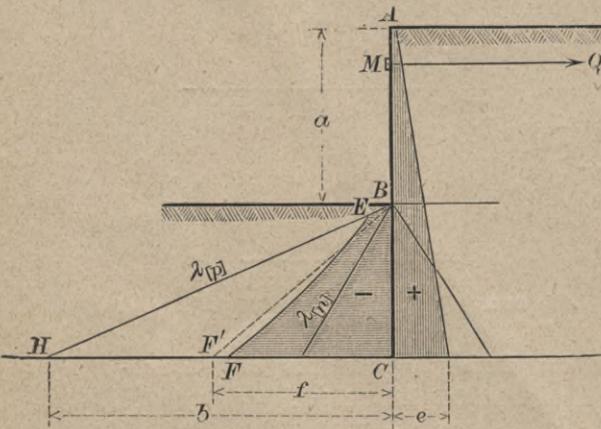


Abb. 21.

Tabellen für $\delta = 0$ nähern müssen. In gleicher Weise wird der Erdwiderstand, wenn der Anker wagerecht gerichtet ist, unter nur geringem Winkel nach aufwärts gerichtet sein, da die angreifenden Kräfte nur geringe abwärtsgerichtete Komponenten haben. Aus dem Grunde wird man bei Wahl der $\lambda_{(p)}$ -Werte in diesem Falle nicht erheblich über die in den Tabellen für $\delta = 0$ angegebenen Zahlenwerte hinausgehen dürfen.

Günstiger werden die Verhältnisse, wenn die Verankerung, wie es in vielen Fällen aus praktischen Gründen geschieht, schräg nach unten wirkt. Man kann sich dann durch Zusammensetzung der abwärtsgerichteten Seitenkraft mit dem Erdwiderstande (beide roh überschläglich mit angenommener Rammtiefe und angenommener Verteilung des Erdwiderstandes geschätzt) ein ungefähres Urteil über die Richtung des Erdwiderstandes verschaffen. Die $\lambda_{(p)}$ -Werte werden dann, da δ negativ ist, größer angenommen werden können, und die erforderliche Rammtiefe kann dementsprechend geringer werden.

Bei hohen Werten von $\lambda_{(p)}$ kann man, wie in den bisher behandelten Fällen, auch hier unbedenklich an Stelle der Druckfläche $BEFC$ zur Vereinfachung das Rechteck $B(E')(F')C$ (vergl. Abb. 20c) in die Rechnung einführen; die Ergebnisse ändern sich dadurch wenig, wie die Tabelle IV erkennen läßt.

Tabelle IV

der zulässigen Größe des spezifischen Erddruckes f und der Schwerpunktstiefe ξ der Fläche des Erdwiderstandes.

Bei einem Sicherheitsgrad	Bei trapezförmiger Verteilung nach der Linie $E'F'$ (Abb. 20c)		Bei rechteckiger Verteilung nach der Linie $(E')(F')$ (Abb. 20c)		Bei dreieckiger Verteilung nach der Linie BF' (Abb. 21)	
	f	ξ	f	ξ	f	ξ
n	2	3	4	5	6	7
1	$1,0 \lambda_{(p)} h_{(c)}$	$0,67 h_{(c)}$	$0,5 \lambda_{(p)} h_{(c)}$	$0,5 h_{(c)}$	$1,0 \lambda_{(p)} h_{(c)}$	$0,67 h_{(c)}$
1,5	0,43 "	0,60 "	0,33 "	"	0,67 "	"
2	0,29 "	0,57 "	0,25 "	"	0,50 "	"
2,5	0,23 "	0,55 "	0,20 "	"	0,40 "	"
3	0,18 "	0,54 "	0,17 "	"	0,33 "	"

5. Einfluß des Wassers im Boden.

Der Einfluß des Wassers, mit dem der Boden durchtränkt ist, äußert sich, wie im allgemeinen bekannt ist, in erster Linie darin, daß er die Reibungswiderstände heruntersetzt. Sowohl der Reibungswinkel zwischen Erde und Erde (natürlicher Böschungswinkel) als

auch der Reibungswinkel zwischen der Wand und dem Boden wird dadurch kleiner. Wir können diesen Einfluß in der Wahl der λ -Werte berücksichtigen, wenn wir ihn auch nicht genau rechnerisch verfolgen können.

Außerdem aber übt das Wasser noch einen unmittelbaren Druck auf alle Teile aus, welche es berührt, und zwar sowohl auf die Wand als auf die einzelnen Körner des Erdbodens und erhöht dadurch einerseits den Druck auf die Wand selbst, andererseits verringert es den Druck des Bodens auf die Wand. Diesen Einfluß können wir durch Rechnung bestimmen.

Wenn keine Bewegung des Grundwassers stattfindet, so übt das Wasser im Boden in der Tiefe $h_{(w)}$ unter dem Wasserspiegel allseitig einen Druck aus $= \gamma h_{(w)}$. Bei den meisten wirklich vom Wasser durchtränkten (sandigen) Bodenarten können wir nun annehmen, daß jedes Korn vollständig vom Wasser eingehüllt ist (wie in Abb. 22c vergrößert dargestellt ist) und daß auch an den Berührungsstellen zwischen den Körnern der Wasserdruck sich geltend macht.²⁾ Dann heben sich die wagerechten Kräfte auf die einzelnen Sandkörner auf, und es bleibt nur, der wagerechte Wasserdruck auf die Wand und der Auftrieb der einzelnen Körner übrig. Betrachtet man nun den Auftrieb als negatives Gewicht (Gewichtsverminderung) und ermittelt die dadurch bedingte Aenderung des Erddruckes, so gibt diese zusammen mit dem unmittelbaren Wasserdruck die gesamte Aenderung der Wandbeanspruchung oder des Erdwiderstandes.

In Abb. 22a ist ein Teil der Wand dicht unter dem Wasserspiegel dargestellt und die ohne Berücksichtigung des Wasserdruckes (aber schon mit Rücksicht auf die etwas verminderte Reibung) ermittelte Erddruckfläche angegeben, die unter dem Wasserspiegel durch eine Linie mit der Neigung λ begrenzt sein möge, derart, daß der Erddruck $= \gamma_{(e)} (f + \lambda h_{(w)})$ ist. Oberhalb des Wasserspiegels ändert sich nun der Erddruck nicht durch das Wasser (abgesehen von den oben angegebenen Gleichgewichtsbedingungen, welche die Größe des Erdwiderstandes bestimmen), und es bleibt daher in U der spezifische Erddruck $\gamma_{(e)} f$. Unterhalb U nimmt der spezifische Erddruck die Größe an

$$d = \gamma_{(e)} f + \gamma_{(e)} \lambda h_{(w)} + \gamma h_{(w)} - \varepsilon \gamma \lambda h_{(w)} \dots 33)$$

wörin $\gamma_{(e)}$ und γ die spezifischen Gewichte der Erde und des Wassers, $h_{(w)}$ die Tiefe unter dem Wasserspiegel und ε die Wasserverdrängung des Bodens (abzüglich der Hohlräume) im Vergleich zum gesamten

²⁾ Auch wenn man annimmt, daß an den Berührungsstellen zwischen den Körnern das Wasser verdrängt wird, ändert sich an dem Endergebnis nichts. Bei undurchlässigen Bodenarten wird die Rechnung dadurch unsicherer, daß der unmittelbare Wasserdruck auf die Wand fortfallen kann, während andererseits dann auch der Auftrieb des Wassers fortfällt.

Bodenvolumen bezeichnen. Da nun $\gamma_{(e)} f + \gamma_{(e)} \lambda h_{(w)} = e$ gleich dem Erddruck ohne Rücksicht auf den Wasserdruck ist, so beträgt die Aenderung durch den Wasserdruck

$$W = d - e = \gamma h_{(w)} - \varepsilon \gamma \lambda h_{(w)} = \gamma h_{(w)} (1 - \varepsilon \lambda) \quad . \quad 34)$$

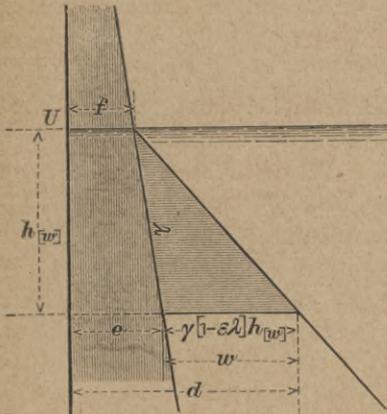


Abb. 22a.

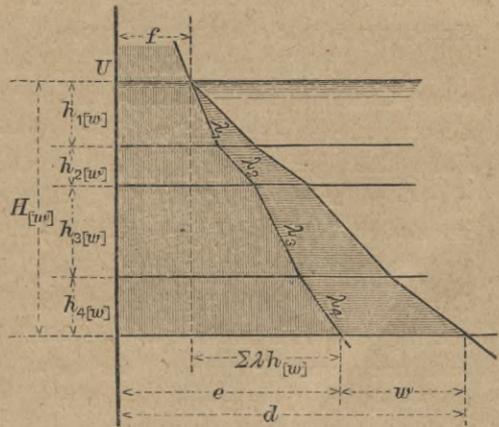


Abb. 22b.



Abb. 22c.

Wir erhalten also den gesamten Erd- und Wasserdruck auf eine Wand, wenn wir zu dem ohne Rücksicht auf den Wasserdruck ermittelten Erddruck oder Erdwiderstand den mit $(1 - \varepsilon \lambda)$ multiplizierten Wasserdruck hinzurechnen.

Ist die Erddruckfläche unterhalb des Wasserspiegels durch eine gebrochene Linie begrenzt, so ergibt sich der gesamte spezifische Druck in der Tiefe $H_{(w)}$

$$\left. \begin{aligned} d &= e + w = e + \gamma H_{(w)} \\ &\quad - \gamma \varepsilon (\lambda_1 h_{1(w)} + \lambda_2 h_{2(w)} + \lambda_3 h_{3(w)} + \lambda_4 h_{4(w)}) \\ &= e + \gamma (H_{(w)} - \varepsilon \Sigma \lambda h_{(w)}) \quad (\text{siehe Abb. 22b}) \end{aligned} \right\} 35)$$

Der Wert $\Sigma \lambda h_{(w)}$ kann aus der Abbildung entnommen werden.

Die hier gegebene Einführung des Wasserdruckes in die Rechnung deckt sich nicht mit der bisher üblichen Art seiner Berücksichtigung. Soweit es bei in Wasser stehenden Uferbauten bisher üblich war, den Wasserdruck beiderseits (sowohl auf der Erdseite wie auf der freien Wasserseite) als gleich und entgegengesetzt zu vernachlässigen, so entspricht diese Annahme einem Werte der Wasserverdrängung des Bodens von $\varepsilon = 0$ und dürfte unnötig ungünstig sein, wenn man an anderer Stelle, wie oben gezeigt ist, den erforderlichen Sicherheitsgrad vorsieht. Zu günstig ist dagegen die andere auch öfter gebräuchliche Rechnungsart, den vollen Wasserdruck als wirksam anzunehmen, dafür aber das Einheitsgewicht des Bodens um 1 ($= \gamma$) herunterzusetzen. Sie würde sich mit der oben

gegebenen Lösung nur dann decken, wenn die Wasserverdrängung $\varepsilon = 1$ wäre. Das Einheitsgewicht des Bodens vermindert sich im Wasser nur um das Gewicht seiner Wasserverdrängung, das ist um ε .

Steht der Wasserspiegel über dem Erdboden, wie es auf der Wasserseite bei Uferdeckwerken stets der Fall ist, dann errechnet sich der gesamte spezifische Druck (Wasser + Erddruck) auf die Wand in gleicher Weise wie oben. Er ist (vergl. Abb. 22 d), wenn $\gamma_{(e)}e$ den ohne Rücksicht auf den Wasserdruck zu bestimmenden Erddruck bedeutet, $= \gamma_{(e)}e + \gamma W = \gamma_{(e)}e + \gamma h_{(w)} - \gamma \varepsilon \Sigma \lambda h_{(b)}$. Da nun in diesem Falle $\Sigma \lambda h_{(b)} = e$ ist, so erhalten wir den spezifischen Druck $\gamma_{(e)}e + \gamma W = \gamma_{(e)} + \gamma (h_{(w)} - \varepsilon e)$, d. h. der Einfluß des Wasserdruckes im Boden beträgt $\gamma (h_{(w)} - \varepsilon \Sigma \lambda h_{(b)}) = \gamma (h_{(w)} - \varepsilon e)$.⁵⁾

Selbstverständlich hat die Ermittlung der Aenderung des Druckes auf die Wand durch den Einfluß des Wassers vor Einsetzung des Erddruckes in die Bedingungsgleichungen zu erfolgen und auch vor Einführung der vereinfachenden Annahmen der (Richtung der) geradlinigen Verteilungslinien. Die Vorüberlegung hat nur an Stelle der betreffenden Werte für den natürlichen, aktiven oder passiven Erddruck die um den Einfluß des Wasserdruckes geänderten Werte zu setzen, danach die Ausgleichslinien zu schätzen und die Bedingungsgleichungen aufzustellen.

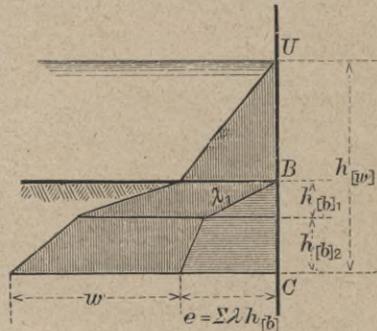


Abb. 22 d.

Bei dem passiven Erddruck wird es öfter vorkommen, daß $\varepsilon e (= \varepsilon \Sigma \lambda_{(p)} h_{(b)})$ größer ist als die gesamte Tiefe $h_{(w)}$ unter dem Wasserspiegel. In dem Falle wird dann der Erdwiderstand durch den Wasserdruck nicht erhöht, sondern auf jeden Fall herabgesetzt, selbst dann, wenn die Reibung nicht durch das Wasser vermindert würde. Nun wird aber außerdem, wie man aus Erfahrung weiß, auch die Reibung verringert, so daß in doppelter Weise eine Verkleinerung des Erdwiderstandes verursacht wird. In gleicher Weise kann sich in demselben Falle auf der Seite des aktiven Erddruckes der Gesamtdruck des Erd- und Wasserdruckes aus beiden Ursachen verstärken, da sowohl der Einfluß des Wasserdruckes $W = (h_w - \varepsilon e) = (h_w - \varepsilon \Sigma \lambda_{(a)} h_w) = H_w (1 - \varepsilon \lambda_{(a)})$ wegen der geringeren Größe von e bzw. $\lambda_{(a)}$ meist positiv ist, als auch die Verringerung der Reibung auf eine Erhöhung des (aktiven) Erddruckes

⁵⁾ ε beträgt bei den meisten sandigen Bodenarten etwa 60 bis 70 vH.

hinwirkt.⁴⁾ Man sieht daraus, wie wichtig es ist, sich in jedem Sonderfall die Wirkungsweise des Wassers klarzumachen, ehe man sich für die eine oder andere vereinfachende Näherungsrechnung entscheidet. Wenn man die wahrscheinliche größte Höhe der angreifenden und widerstehenden Kräfte unter Berücksichtigung der ungünstigen Wirkung des Wassers, soweit möglich, sorgfältig geschätzt hat, dann kann man unbedenklich für die Bedingungsgleichungen die oben empfohlenen Vereinfachungen in die Rechnung einführen.

Etwas anders und zum Teil ungünstiger gestalten sich die Verhältnisse, wenn infolge starker Druckänderung (oder Wasserspiegelunterschiede) auf kurzen Entfernungen lebhaftere Wasserbewegungen im Boden auftreten. Bei Lösung derartiger Aufgaben würde man die der Bewegung des Grundwassers an jeder Stelle entsprechenden Druckänderungen als ent- oder belastend ähnlich wie oben in die Rechnung einführen können. Von der weiteren Verfolgung dieses Gedankens soll aber hier abgesehen werden.

6. Betongründungen mit Verwendung von Spundwänden.

Die Vereinigung von Wasser- und Erddruck wird wohl bei allen Bauten im und am Wasser die Regel bilden. Es soll daher im folgenden als Beispiel die Wirkungsweise einer Spundwand bei einer Betongründung näher behandelt werden.

Unmittelbar nach dem Schlagen der Spundwand wirkt im oberen Teile beiderseits allein der Wasserdruck (wenn das Wasser über dem Boden steht). Im unteren Teile herrscht ein Druck, welcher nach den obigen Ausführungen mindestens gleich dem natürlichen Erddruck $\gamma_{(e)}\lambda_{(n)}h_{(b)}$ ($\lambda = 1$) ist, vermehrt um den Wasserdruck γh_w und vermindert um den Wert $\gamma \varepsilon \lambda_{(n)} h_b$ (siehe Abb. 23a):

$$= \gamma_{(e)}\lambda_{(n)}h_{(b)} + \gamma(h_w - \varepsilon\lambda_{(n)}h_b)^5).$$

⁴⁾ Bei der Erhöhung des aktiven Erddruckes durch das Grundwasser ist noch ein bisher nicht erwähnter Umstand zu berücksichtigen, dessen Einfluß, so wenig klein er bei der ersten Betrachtung auch zu sein scheint, bei genauerer Ueberlegung sich doch wahrscheinlich nicht so ganz unwesentlich zeigt. Durch den Wasserdruck, welcher die Teilchen des Bodens allseitig umgibt, erleiden diese eine (rechnerisch sehr kleine) Volumenverminderung, die bei ihrer Entstehung hinreichend, die gegenseitige feste Berührung der Körperchen zu lockern und die Reibung zu vermindern, bei ihrem Verschwinden (Sinken des Wasserdruckes) eine Vergrößerung des Erddruckes als Widerstand gegen die Ausdehnung zurückläßt. Diese Ueberlegung ist von der Härte des Bodenstoffes (Elastizitätsziffer der einzelnen Körner) unabhängig, da jeder Stoff, welcher sich unter irgend einem Druck befindet, beim Nachlassen des Druckes doch dieselbe Gegenkraft ausübt, wenn er in einer dem Druck entsprechenden Formänderung in anderer Weise festgehalten wird; die Größe der verbleibenden Erddruckerhöhung wird indessen wohl von dem Verhältnis der Elastizität des Erdstoffes und der Begrenzung abhängen.

⁵⁾ Man gelangt zu demselben Ergebnis, wenn man das Wasser über dem Boden als Auflast annimmt und das Einheitsgewicht des wasserdurchtränkten Bodens $\gamma'_{(e)} = \gamma_{(e)} + (1 - \varepsilon)\gamma$ in die Rechnung einsetzt, ohne im unteren Teile den Wasserdruck im Boden besonders zu berücksichtigen.

Baggert man nun auf der einen Seite den Boden bis zur Gründungstiefe des Betons fort, so wird sich auf dieser Seite bis zur Tiefe der Baggerung der Druck auf den reinen Wasserdruck ermäßigen. Infolge dieser einseitigen Druckverringerung wird sich die Spundwand so lange bewegen oder durchbiegen müssen, bis sich das Gleichgewicht durch Vermehrung des Erddruckes auf der gleichen Seite unterhalb der neuen Sohle und durch Verminderung des Erddruckes auf der gegenüberliegenden Seite wiederhergestellt hat. Die Anbringung einer Aussteifung bei M (siehe Abb. 23a) ändert nur die Größe der Durchbiegung und der Druckänderung, nicht aber die Wirkungsweise. Als weitere Bedingung für die Größe des Erddruckes unter dem Einflusse des Wasserdruckes kennen wir die

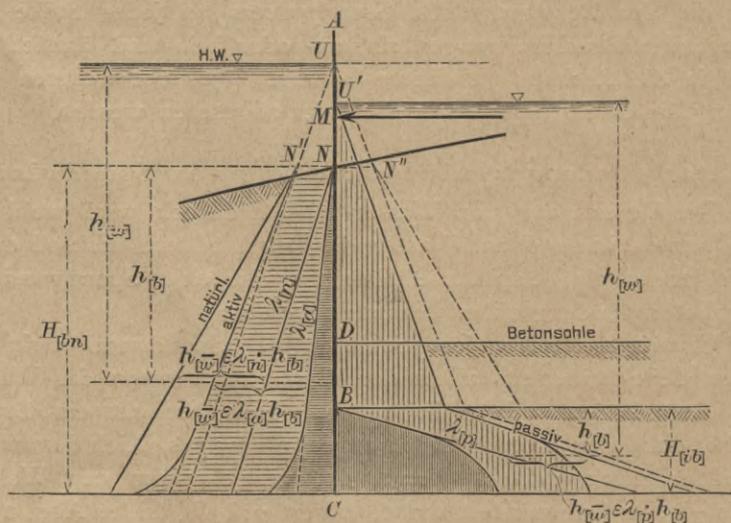


Abb. 23a.

Grenzwerte, welche er nicht unter- und überschreiten kann (ohne daß eine Zerstörung des Bauwerkes eintritt). Der Höchstwert beträgt nach den obigen Ausführungen an jeder Stelle etwa $= \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} h_b + \gamma h_{(w)} - \gamma \epsilon \lambda_{(p)} h_{(b)}$, der niedrigste Wert entsprechend $= \gamma_{(e)} \lambda_{(a)} h_{(b)} + \gamma h_{(w)} - \gamma \epsilon \lambda_{(a)} h_{(b)}$.

Die Linien der Grenzwerte sind in Abb. 23a u. 23c mit „passiv“ und „aktiv“ bezeichnet.

Im übrigen ist in den Abb. 23a u. 23b der Fall der Behandlung zugrunde gelegt, bei dem während der Betonschüttung innerhalb der Spundwand ein von dem wechselnden Außenwasser verschiedener mittlerer Wasserstand gehalten wird, ein Fall, der im Tidegebiet zuweilen vorkommen kann, wenn es darauf ankommt, sehr schlickhaltiges Wasser während der Betonschüttung von der

Baugrube abzuhalten. Bei höherem Außenwasserstand (Abb. 23a) wirkt von außen (links) ein Druck, der sich infolge der Biegung der Wand der unteren Grenze des vereinigten Erd- und Wasserdruckes nähern bzw. sie auf dem größten Teil der Länge erreichen wird (der aktive Erd-Wasserdruck). Von inwendig (rechts) wirkt im Boden ein Erdwiderstand, der unter der Erdoberfläche anfangs den Höchstwert (den passiven Erd-Wasserdruck) erreichen muß; in größerer Tiefe wird er bei genügender Rammtiefe (BC) kleiner als der Höchstwert, aber größer als der Wert des aktiven Druckes sein.

In Abb. 23b ist nach Abzug des einseitigen Wasserdruckes der verbleibende Druck schematisch dargestellt. Die Rechnung wird durch die Einführung des Einflusses des Wasserdruckes keineswegs erschwert, verliert auch nicht ihren Wert als Näherungsrechnung. Oberhalb des

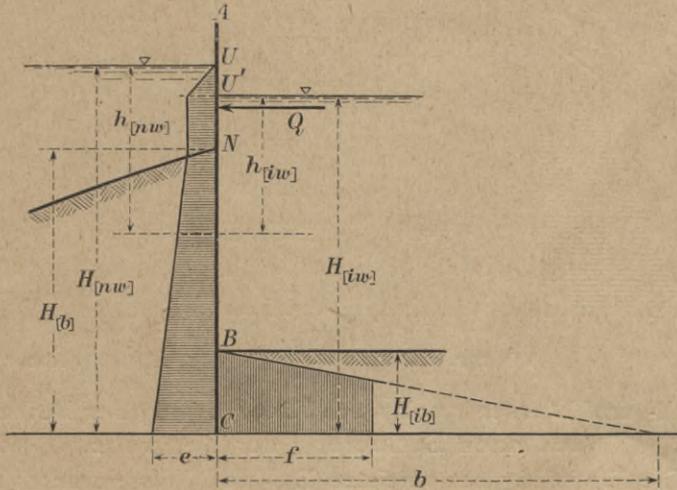


Abb. 23 b.

Erdbodens wirkt links bis N der Wasserüberdruck und rechts in M der Gegendruck Q der Steife. Auch die Werte e und b sind bekannt $= \gamma_{(e)} \lambda_{(a)} H_{(b)} + \gamma (H_{(w)} - H_{(i w)}) - \gamma \varepsilon \lambda_{(a)} H_{(b)}$ bzw. $= \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} H_{(i b)}$ $\gamma (H_{(n w)} - H_{(i w)}) - \gamma \varepsilon \lambda_{(p)} H_{(i b)}$; hierin würde für einen Böschungswinkel von 20 bis 30° $\lambda_{(a)}$ nach den Erddrucktabelle V für $\vartheta = 0$ beispielsweise etwa 0,5 bis 0,3, $\lambda_{(p)}$ etwa 2 bis 3 betragen. Danach kann man bei gegebener Rammtiefe BC aus den beiden Bedingungs-gleichungen (Σ -Kräfte $= 0$ und Σ -Momente $= 0$) die beiden Unbekannten, den Steifendruck Q und den spezifischen Erdwiderstand f leicht ermitteln, oder man kann umgekehrt aus dem gewünschten Sicherheitsgrad n (nach der Tabelle IV S. 41 ist beispielsweise für einen Sicherheitsgrad von $n = 1,5$, $f = 0,43 \lambda_{(p)} H_{(i b)}$ und die Schwerpunkttiefe der Druckfläche $= 0,6 H_{(i b)}$) die erforderliche Rammtiefe C

bestimmen. Bei der Wahl des Sicherheitsgrades ist in diesem Falle zu bedenken, daß der betrachtete ungünstige Zustand nur ganz kurze Zeit bis zur Einbringung der Betonschüttung dauert.

Abb. 23c gibt eine Darstellung der Druckverteilung bei inwendigem Ueberdruck, und Abb. 23d zeigt das zugehörige Endergebnis. Aus der letzteren ersieht man, daß die Beanspruchung der Spundwand erheblich günstiger wird.

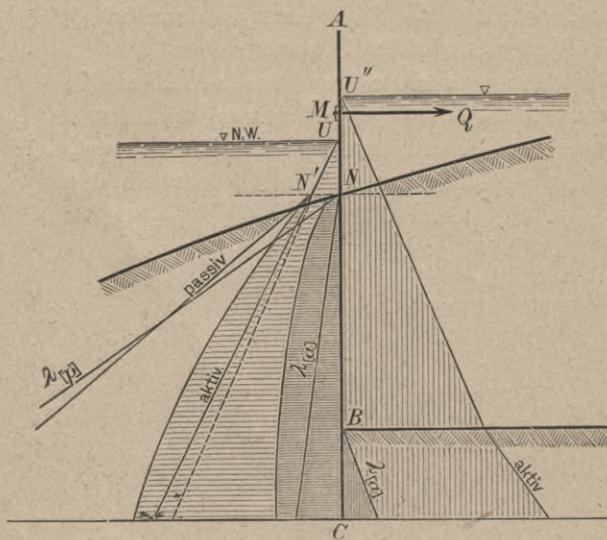


Abb. 23c.

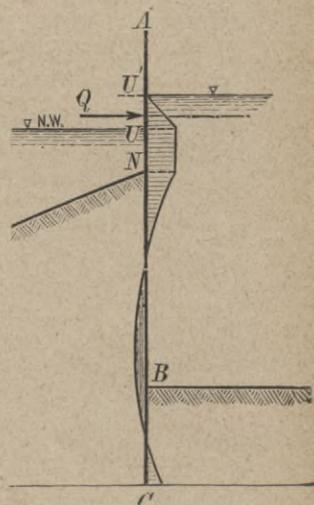


Abb. 23d.

7. Erd- und Wasserdruck nach Einbringung der Betonsohle und nach Entleerung der Baugrube.

Die Ermittlung des vereinten Erd- und Wasserdruckes auf die Spundwand nach Entleerung der Baugrube bietet keine Schwierigkeit. Die Abb. 23a ist bis zur Betonsohle für diesen Fall auch gültig. Der Druck auf die Spundwand beträgt an jeder Stelle wieder $\gamma_{(e)} \lambda_{(a)} h_{(b)} + \gamma h_{(w)} - \gamma \varepsilon \lambda_{(a)} h_{(b)}$. Die Berechnung der notwendigen Aussteifung der Spundwand, der auf die einzelnen Steifen entfallenden Druckkräfte und der zwischen den Steifen auftretenden Momente in der Spundwand kann dann nach irgend einem Näherungsverfahren (mit oder ohne Berücksichtigung der Einspannungsmomente an den Steifen) erfolgen. Meinungsverschiedenheiten von grundlegender Bedeutung werden hierüber kaum auftreten.

8. Berechnung der Stärke der Betonschicht.

Weniger Uebereinstimmung herrscht bisher bei der Berechnung der Stärke der Betonschicht; und doch dürfte hier gar keine so große Unsicherheit in den Belastungsannahmen vorhanden sein.

Bevor der Beton geschüttet wird, ist der Druck an der Sohle der Baugrube gleich der Druckhöhe des Innenwassers $= \gamma H_{(wi)}$, und es wird, wenn dieser Druck größer oder kleiner als der Grundwasserdruck ist, eine Wasserbewegung in den Boden oder aus dem Boden heraus stattfinden. Da der Grundwasserdruck in der Nähe größerer Gewässer ohne plötzliche Gefällstufen sich meist mit dem Wasserspiegel dieser Gewässer ausgleicht, so findet eine Grundwasserbewegung von dem Wasser mit hohem Wasserspiegel nach dem des niedrigeren Wasserspiegels statt und dementsprechend ein Druckgefälle im Untergrund. Durch die Betonschüttung wird nun zweierlei an dem Zustande geändert.

Einmal wird die Auflast um das Gewicht des Betons vergrößert und um das Gewicht des verdrängten Wassers verringert, nimmt also bei einer Betondicke $= x$ um $(\gamma_{(b)} - 1)x$ zu. Sodann dichtet der Beton den Bodenstoff nach oben hin mehr oder weniger gut ab und schafft damit einen Sprung im dem Druckgefälle des Grundwassers unter dem Beton. Dadurch nähert sich der Wasserdruck unter dem Beton dem des Außenwassers. Da es der Zweck der Betonschüttung ist, die Baugrube gegen das Wasser abzudichten, so muß man doch annehmen, daß er diesen Zweck auch wenigstens zum größeren Teile erfüllt. Bei der Entleerung der Baugrube wird dann infolge der geringfügigen Durchbiegung des Betons nach oben der Erdwiderstand heruntergehen und auf dem größten Teile der Breite seinen Kleinstwert, d. i. bei wagerechter Oberfläche $= 0$, annehmen. Der Wasserdruck wird aber nicht heruntergehen, es sei denn, daß durch sehr große Undichtigkeiten im Beton eine starke Grundwasserbewegung hervorgerufen und dadurch ein größeres Druckgefälle im Grundwasser bedingt wird. So große Undichtigkeiten sind aber, da sie der Absicht widersprechen, welche mit der Betonschüttung verfolgt wird, sehr unwahrscheinlich; man muß bedenken, daß die Undichtigkeiten, welche den Druck unter dem Beton beispielsweise um 1 bis 2 m heruntersetzen sollen, die gleiche Wasserförderung erfordern würden, mit der man den Wasserspiegel in der Baugrube um das gleiche Maß (1 bis 2 m) senken könnte, wenn die Betonsohle nicht vorhanden wäre. Außerdem setzen größere Undichtigkeiten den Wasserdruck des Untergrundes nur in ihrer unmittelbaren Nähe herunter, nicht aber unter der ganzen Betonsohle.

Wir müssen also als wahrscheinlichste Größe des Wasserdruckes unter dem Beton die Druckhöhe des Grundwassers bezw. des Außenwassers annehmen $= \gamma(h + x)$ (siehe Abb. 24, Seite 52).

Diesem Wasserdrucke wirkt der Beton in dreifacher Weise entgegen.

Zuerst, wie ohne weiteres ersichtlich, durch sein Gewicht $\gamma_{(b)}x$ auf die Flächeneinheit (wenn $\gamma_{(b)}$ sein Einheitsgewicht ist). Das Gewicht würde dem Wasserdrucke das Gleichgewicht halten, wenn die Stärke x so bemessen würde, daß $\gamma_{(b)}x = \gamma(h + x)$ ist, oder $x = \frac{\gamma}{\gamma_{(b)} - \gamma} h$, d. h. es würde bei einem Einheitsgewichts des Betons = 2 oder 2,3 die Betonstärke = h oder = $0,77 h$ sein. Wenn tatsächlich vorgeschlagen ist, in dieser Weise die Stärke des Betons zu berechnen, so kann ein solcher Vorschlag bei einigermaßen großen Gründungstiefen natürlich nicht ernst genommen werden, da es keinem Praktiker einfallen wird, Betonstärken gleich $\frac{3}{4}$ (bis zur vollen) Tiefe der Betonoberkante anzuwenden.

Man hat sich zu helfen gesucht, indem man die Annahme machte, daß der Wasserdruck (infolge von Undichtigkeiten, Anhaften von Bodenteilchen am Beton usw.) auf das μ fache heruntersetzt sei, so daß die Formel lauten würde $\gamma_{(b)}x = \mu\gamma(h - x)$ oder

$$x = \frac{\mu\gamma}{\gamma_{(b)} - \mu\gamma} h; \text{ es ergibt sich daraus}$$

	für $\gamma_{(b)} = 2$		2,3
und $\mu = 1$	$x = 1$	h	0,77 h
,, = 0,9	,, = 0,82	,,	0,64
,, = 0,8	,, = 0,67	,,	0,54
,, = 0,7	,, = 0,54	,,	0,44
,, = 0,6	,, = 0,43	,,	0,35
,, = 0,5	,, = 0,33	,,	0,28
,, = 0,4	,, = 0,25	,,	0,21

man müßte also, um brauchbare Werte für die Betonstärke zu erhalten, eine so starke Heruntersetzung des Wasserdruckes unter dem Beton annehmen, wie sie nach den oben gegebenen Ausführungen vollkommen ausgeschlossen ist. Es ist aber nicht nötig, die Betonstärke allein nach seinem Gewicht zu bemessen, da das Gewicht nicht die einzige Gegenkraft ist, mit welcher der Beton dem Wasserdruck entgegenwirkt.

Eine weitere Kraft wird durch den Biegungswiderstand des als Balken wirkenden Betonklotzes verursacht. Die Betonplatte ist durch Reibung an den Spundwänden festgehalten und am Auftreiben gehindert; sie wird sich zwischen den Spundwänden, dem Drucke nachgebend, nach oben durchbiegen und in ihrer Mitte eine größere Spannung σ aufweisen. Wenn auch der unter Wasser geschüttete Beton im allgemeinen nicht so gut und fest ist, so wird man ihm doch im Mittel eine Zugkraft von 1 bis 2 kg/qcm (10 bis 20 t/qm) für kurze Zeit zutrauen dürfen. Vermöge dieser Zugspannung σ wird er dann imstande sein, einem gleichmäßigen Druck $p = \frac{8 W_{(b)} \sigma}{l^2}$ Widerstand zu leisten, wenn l die (Länge des Balkens gleich) Breite

der Betonplatte und $W_{(b)}$ ihr Widerstandsmoment für die Längeneinheit $= \frac{x^2}{6}$ ist. Wenn dadurch das Gleichgewicht erzielt werden

soll, so müßte nach dem vorigen Absatz $\frac{8x^2\sigma}{6l^2} = \gamma h - (\gamma_{(b)} - \gamma)x$

sein. Der Biegungswiderstand des Betonbalkens ist wegen seines großen Trägheitsmomentes gar nicht unwesentlich; er würde aber bei den meist angewendeten Betonstärken noch nicht ausreichen, dem vollen Wasserdruck Widerstand zu leisten.

Wenn nun die (allgemein angewendeten und) in den meisten Fällen nach der Erfahrung ohne weitere Ueberlegung roh gegriffenen Betonstärken trotzdem dem Wasserdrucke Widerstand geleistet haben, so liegt es darin, daß gerade die größte Gegenkraft, nämlich die, welche durch die stemmende Wirkung des Erddruckes erzeugt wird, bisher ganz außer acht gelassen ist.

Diese stemmende Wirkung des Erd-Wasserdruckes erzeugt nämlich eine Gegenkraft, welche schon für sich ganz allein den Wasserdruck aufnehmen könnte. Bei der Biegung des Betonbalkens erfahren bekanntlich die oberen gezogenen Betonschichten eine Verlängerung. Der Beton wird daher im Punkte D gegen die Spundwand drücken und als Sprengwerk oder scheinrechtes Gewölbe wirken. Der von der Spundwand auf die Erde ausgeübte Druck wird sich im Punkt D und in dessen nächster Umgebung erhöhen und darf im ungünstigsten Falle bis zum Höchstwert des passiven Erd- und Wasserdruckes steigen.⁶⁾

Ob bei einer solchen Durchbiegung des Betons, welche für die Haltbarkeit des Betonklotzes den vergrößerten passiven Erdwiderstand ausnutzen muß, die Dehnung der obersten Schichten noch innerhalb der zulässigen Grenze bleibt, oder ob im oberen Teil ein Riß entsteht, läßt sich nicht feststellen, da die Elastizität des Bodens nicht genügend bekannt ist. Ein Riß wird nur dann mit Sicherheit vermieden, wenn die größte Zugspannung im Beton $= 0$ (oder wenigstens angenähert $= 0$) ist, und daß ist der Fall, wenn die Drucklinie (möglichst) im Kern des Querschnittes bleibt. In diesem Falle wird aber die oberste Betonschicht im ganzen überhaupt keine Dehnung erfahren, sondern der Betonklotz wird zusammengedrückt.

⁶⁾ Da das ganze Erddreieck gehoben werden muß beim etwaigen Ausweichen, so kann der spezifische Erdwiderstand noch größere Werte annehmen, ehe eine Verschiebung eintritt. Hierin liegt eine weitere Sicherheit der Rechnung. Es ist aber anderseits zu bedenken, daß durch den Wasserdruck unter dem Beton eine starke Kraft nach oben ausgeübt wird. Diese Kraft wird in erster Linie durch die Reibung des im Boden steckenden Teiles BC der Spundwand aufgenommen. Falls dieser Teil aber nicht ausreichen sollte, dann wird noch der Teil BN mit herangezogen. Durch die schräge Richtung des Druckes der Spundwand wird dann aber der Erddruck verkleinert, so daß eine gewisse Sicherheit in anderer Weise am Platze ist.

Infolgedessen wird daher auch an der Außenseite der Spundwand (nicht der passive, sondern) der aktive Erd- und Wasserdruck zur Geltung kommen, und von diesem wird nur der Teil von (den Steifen und) dem Beton aufzunehmen sein, der nicht schon vor der Betonschüttung durch den Gegendruck der obersten Steife und den

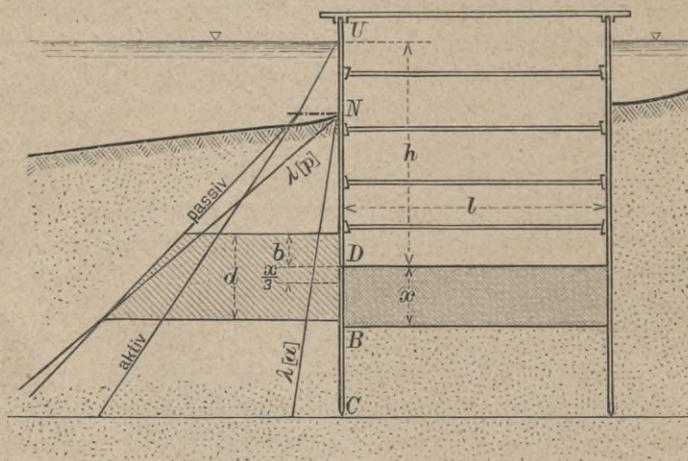


Abb. 24 a.

Erdwiderstand unter dem Beton ausgeglichen war (vorhergehender Bauzustand), das ist die Druckhöhe des inneren Wasserspiegels. Die auf den Beton entfallende Breite des in Betracht kommenden Wasserdruckdreiecks d (Abb. 24 b) kann aus der Verteilung der Steifen geschätzt werden und möge sich zu $(1 + \zeta)x$ ergeben; der Schwerpunkt der betreffenden Druckfläche möge nach den obigen Voraussetzungen in der Höhe des oberen Drittelpunktes der Betondicke x liegen. Dann beträgt der Seitendruck auf den Beton rd.

$$\gamma \left(h + \frac{x}{3} \right) (1 + \zeta) x,$$

und das Moment in bezug auf den unteren Drittelpunkt = \mathfrak{M}_2

$$\gamma \left(h + \frac{x}{3} \right) (1 + \zeta) \frac{x^2}{3}$$

(siehe Abb. 24 b). Setzen

wir dieses Moment zusammen mit dem Biegemoment infolge der senkrechten Belastung (von unten) durch den Wasser- und Betondruck $[= \gamma h - (\gamma_{(b)} - 1)x]$.

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{[\gamma h - (\gamma_{(b)} - 1)x] l^2}{8},$$

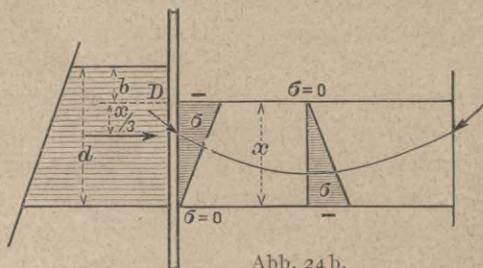


Abb. 24 b.

so müssen beide zusammen $= \sigma W_{(b)} = \sigma \frac{x^2}{6}$ sein, wobei σ an der Betonoberfläche $= 0$ zu setzen ist oder einen Wert von 10 bis 20 t/qm nicht überschreiten darf. Aus der Gleichung

$$[\gamma h - (\gamma_{(b)} - 1)x] \frac{6l^2}{8x^2} - 2\gamma \left(h + \frac{x}{3} \right) (1 + \zeta) = \sigma \quad (36)$$

läßt sich x errechnen. Die Formel liefert in den meisten Fällen ganz brauchbare Werte für die Betonstärke x ; und da die Voraussetzungen, unter denen die Formel entwickelt ist, durchaus keine außergewöhnlich günstigen sind, so wird man die so errechneten Betonstärken unbedenklich der Ausführung zugrunde legen können.

Die erforderliche Sicherheit gegen eine etwaige Zerstörung des Betons liegt in dem Umstande, daß selbst dann, wenn der Beton Risse bekommt, ein Aufbrechen noch nicht erfolgt. Die Drucklinie in dem Beton (siehe Abb. 24c) bekommt dann nur einen größeren Stich, die Fuge bei J öffnet sich, jede Betonhälfte sucht sich zu

drehen, und es wird dadurch in der Nähe der Punkte D ein erhöhter Druck auf die Spundwand und damit auf die Erde ausgeübt. Ein Aufbrechen wird erst dann erfolgen, wenn D sich so stark gegen die Erde ver-

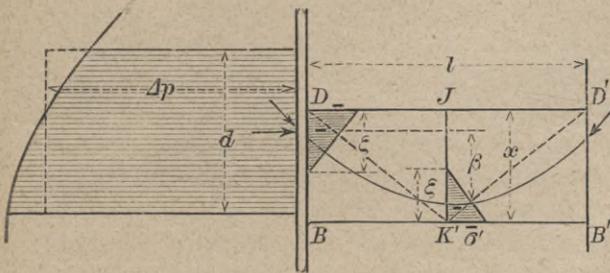


Abb. 24c.

drückt, daß die Breite annähernd $= 2 DK'$ (Abb. 24c) wird, d. h. also, wenn der passive Erddruck überschritten wird, oder wenn die Spannung σ' die Bruchgrenze des Betons für Druckbeanspruchung übersteigt. Man kann also im äußersten Falle noch erheblich weiter mit der Betonstärke herabgehen.

Der Weg für die Schätzung der äußersten (geringsten) Betonstärke würde der folgende sein. Man ermittelt die mögliche Zunahme des Erd- und Wasserdruckes (passiv abzüglich aktiv) beim Zurückdrängen durch den Beton für den Angriffspunkt der Kraft in geringer Tiefe unter D und addiert dazu den (rechts fehlenden) Druck des Innenwassers. Da es sich nur um eine näherungsweise Schätzung handelt, so genügt es, diesen Druck Δp für den Punkt D selbst zu ermitteln. Die Breite d dieser Druckvermehrung schätzt man aus der Bedingung, daß die Spundwand selbst das nötige Widerstandsmoment besitzt, diese Last Δp (genau genommen die ganze Last des passiven Erd- und Wasserdruckes) zu tragen, wobei man Δp

als gleichmäßig verteilt annimmt. Die gesamte Last der möglichen Druckvermehrung $= \Delta p \cdot d$ (für die Längeneinheit) gibt zusammen mit der Pfeilhöhe β der Drucklinie das Moment und damit die erste Bedingungsgleichung für β und x :

$$\Delta p \cdot d \cdot \beta = [\gamma h - (\gamma_{(b)} - 1) x] \frac{l^2}{8} \quad (\text{siehe Abb. 24c}) \quad 37)$$

Die zweite Bedingungsgleichung kann man daraus ableiten, daß die gesamte Kraft sich dreieckförmig über eine Breite $\xi = \frac{2 \Delta p \cdot d}{\sigma'}$ verteilen muß, wenn σ' seinen zulässigen Höchstwert (von vielleicht 200 bis 300 t/qm) nicht überschreiten soll. Es ist dann die ganze Stärke $x = \beta + \frac{2}{3} \xi$ oder

$$x = \beta + \frac{4 \Delta p \cdot d}{3 \sigma'} \quad \dots \dots \dots 38)$$

Man wird aus der Durchführung einer solchen Rechnung mit den Gleichungen 37) und 38) ersehen, daß verhältnismäßig dünne Betonschüttungen unter Umständen schon den verfolgten Zweck (des unteren Abschlusses einer Baugrube auf kurze Zeit) genügend sicher erreichen. Wenn daher eine größere Stärke der Betonschüttung nicht aus anderem Grunde geboten oder zweckmäßig erscheint, so wird man, wenn man damit eine wesentliche Ersparnis erzielen kann, in manchen Fällen ruhig die etwa im Beton auftretenden, später durch Mauerwerk überdeckten und daher nicht mehr gefährlichen Risse in den Kauf nehmen und unter die durch die in Gleichung 36) gegebene Betonstärke heruntergehen können.

9. Ankerwände und Ankerplatten.

a) In größerer Entfernung von dem verankerten Bauwerk.

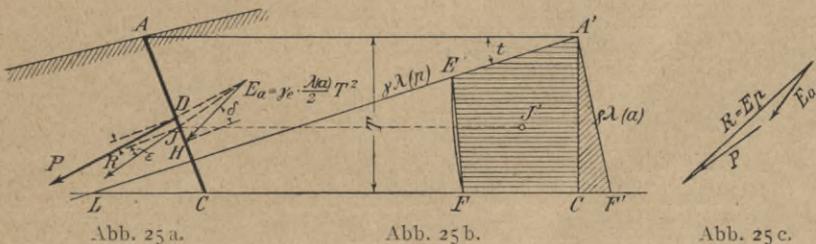
Bei den zur Verankerung in der Erde angebrachten Wänden und Platten ist die angreifende Ankerkraft aus vorhergehenden Rechnungen und Untersuchungen nach ihrer Größe und aus der Anordnung des Baues nach ihrer Lage und Richtung bekannt. Es bleibt nur nachzuweisen, daß der passive Erddruck der Wand oder Platte die Ankerkraft wirklich aufzunehmen vermag.

n) Ankerwand bis zur Erdoberfläche reichend.

In Abb. 25 sei AC die Ankerwand, die (vorläufig angenommen) soweit von dem verankerten Bauwerk entfernt sein möge, daß die Gleitflächen des aktiven Erddruckes der gestützten Wand und des passiven Erddruckes der Ankerwand sich nicht mehr in der Erde

schneiden; P sei die in D angreifende Ankerkraft, welche nach Größe, Lage und Richtung bekannt ist. Außer dieser Ankerkraft wirkt von rechts nach links der aktive Erddruck, der nach den vorausgehenden Darlegungen in Abschnitt I und aus den Tabellen nach Lage und Größe geschätzt werden kann $= E_a = \gamma_{(e)} \lambda_{(a)} \frac{T^2}{2}$, wenn T die Tiefe des Fußpunktes C der Wand unter dem Kopfe A bezeichnet. Auch die Richtung des Erddruckes E_a unter dem φ δ gegen die Normale läßt sich aus der Ueberlegung entnehmen, daß bei einem Nachgeben der Wand in Richtung der Ankerkraft die Erde rechts der Wand an der Wand abrutscht (d. h. $\delta =$ dem Reibungswinkel Erde auf Wand). Danach ergibt sich $\lambda_{(a)}$ aus den Tabellen V.

Setzt man nun die Ankerkraft P mit dem aktiven Erddruck $E_{(a)}$, wie in Abb. 25 c u. 25 a geschehen, zu R zusammen, die in J unter dem φ ε gegen die Normale angreift, dann haben wir in R Größe, Lage und Richtung des wirklich zu erwartenden passiven Erd-



druckes auf die Wand AC und können uns die Erddruckziffer für den obersten Grenzwert $\lambda_{(p)}$ errechnen oder aus den Tabellen entnehmen. Die Verteilung des passiven Erdwiderstandes ist in Abb. 25 b dargestellt. Sie ist durch die Bedingungen gegeben:

1. daß die Erddruckgröße $\gamma_{(e)} \lambda_{(p)} t$ an keiner Stelle für die Tiefe t überschritten werden darf;
2. daß der Schwerpunkt der passiven Erddruckfläche $A'EFC'$ in Höhe des Angriffspunktes J liegt, und
3. daß die Größe der Erddruckfläche $\gamma_{(e)} (A'EFC')$ gleich der Resultanten R ist.

Danach läßt sich die Linie EF ermitteln.

Die Gleichmäßigkeit der Verteilung des passiven Erddruckes gibt einen Anhalt für die richtige Wahl des Angriffspunktes D des Ankers P . Bei sehr ungleichmäßiger Verteilung tut man gut, den Anker zu verschieben oder die Abmessungen der Wand zu ändern.

Zu guten Ergebnissen kommt man fast immer, wenn man den Anker etwa in der Mitte angreifen läßt.

Die Sicherheit des Bauwerkes verlangt, daß die Fläche $A'EFC'$ nur den n ten Teil der überhaupt möglichen Erddruckfläche $A'LC'$ betragen darf; oder angenähert in einer Ungleichung

$$P + \gamma_{(e)} \lambda_{(a)} \frac{T^2}{2} = \text{oder} < \frac{1}{n} \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} \frac{T^2}{2}$$

oder

$$P \leq \left(\frac{1}{n} \lambda_{(p)} - \lambda_{(a)} \right) \gamma_{(e)} \frac{T^2}{2} \dots \dots \dots 39)$$

n kann etwa zu $(2 \Rightarrow) 3$ angenommen werden.

Die Linie EF wird infolge der elastischen Durchbiegung der Ankerplatte gekrümmt sein müssen. Der Einfluß dieser Krümmung kann aber vernachlässigt werden.

β) Wand nicht bis zur Erdoberfläche reichend.

In Abb. 26 sei BC die Wand, deren Verlängerung nach oben die Erdoberfläche in A trifft.

Gewöhnlich untersucht man den Fall in der Weise, daß man nur die auf die Wandhöhe $T - T_0$ entfallenden Teile der aktiven und passiven Erddruckfläche in Rechnung stellt.

Die Gleichung 39) würde dann für diesen Fall lauten:

$$P < \left(\frac{1}{n} \lambda_{(p)} - \lambda_{(a)} \right) \gamma_e \frac{T^2 - T_0^2}{2} \dots \dots \dots 40)$$

In Wirklichkeit liegen die Verhältnisse aber günstiger.

Bei einem Nachgeben der Wand muß nach den Voraussetzungen in Abschnitt I das ganze Trapez $LCBM$ auf der Gleitfläche LC hinaufgeschoben werden, während der Erdkörper $MNCB$ auf den Gleitflächen MB und NC abgleitet.

In der Fläche AB wirkt von beiden Seiten (sich aufhebend) ein aktiver Erddruck E_0 , dessen Richtung wir aus Mangel jeden anderen Anhaltes nach der Theorie des unendlichen Erdkörpers ermitteln (bezw. annehmen) können und dessen Größe (Erddruckziffer $= \lambda_{(a_0)}$) wir dann aus den Erddrucktabellen feststellen können. Infolge dieses Erd-

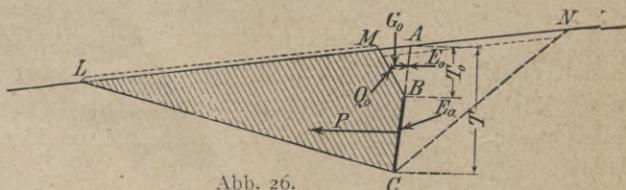


Abb. 26.

druckes wirkt der Druck Q_0 des dreieckigen Erdprismas MAB auf die Fläche MB nicht senkrecht, sondern setzt sich aus dem Gewicht des Erdprismas G_0 und der Seitenkraft E_0 zusammen.

Würde Q senkrecht wirken, d. h. wäre $E_0 = 0$, dann müßte bei einem Nachgeben der Ankerwand außer dem Gewicht des trapezförmigen Erdkörpers $LMBC$ auch das Gewicht des dreieckförmigen

Erdkörpers MAB (also das ganze Dreieck LAC) auf der Gleitfläche MC aufwärtsgeschoben werden, und der Grenzwert des passiven Erddruckes auf BC würde nach Abschnitt I $= \gamma_e \lambda_{(p)} \frac{T^2}{2}$ sein. Infolge Hinzutretens der Seitenkraft $E_0 = \gamma_e \lambda_{(a_0)} \frac{T_0^2}{2}$ ändert sich, abgesehen von einer gleichzeitig dadurch bedingten, aber vernachlässigten Aenderung der Lage der Gleitfläche, der Grenzwert des passiven Erddruckes nur um diesen Betrag, und ist demnach $E_p = \gamma_e \left(\lambda_{(p)} \frac{T^2}{2} - \lambda_{(a_0)} \frac{T_0^2}{2} \right)$.

Auf die Wand BC wirkt (von rechts nach links) außer der Ankerkraft P der aktive Erddruck $E_a = \gamma_e \lambda_{(a)} \frac{T^2 - T_0^2}{2}$.

Die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit lautet daher wieder angenähert, vergl. Gleichung 39)

$$P + \gamma_e \lambda_{(a)} \frac{T^2 - T_0^2}{2} \leq \frac{1}{n} \gamma_e \left(\lambda_{(p)} \frac{T^2}{2} - \lambda_{(a_0)} \frac{T_0^2}{2} \right);$$

setzt man hierin $\lambda_{(a_0)} = \lambda_{(a)}$, so ergibt sich

$$P \leq \gamma_e \left(\frac{1}{n} \lambda_{(p)} \frac{T^2}{2} - \lambda_{(a)} \frac{T^2}{2} + \frac{n-1}{n} \lambda_{(a)} \frac{T_0^2}{2} \right) \quad \dots \quad 41)$$

Vernachlässigt man das letzte Glied, so erhält man dieselbe Gleichung wie für die bis zur Erdoberfläche reichende Ankerwand und wir gelangen zu dem eigenartigen Schluß, daß eine Verlängerung der Wand bis zur Erdoberfläche die Sicherheit kaum vergrößert.

Selbstverständlich darf man die Schlußfolgerung nicht so weit treiben, daß man die Wandhöhe annähernd auf Null reduziert, da dann die oben gemachten Vernachlässigungen der Aenderung der Gleitfläche usw. doch einen merklichen Einfluß haben werden. Bei den meisten in Wirklichkeit vorkommenden Fällen, in denen die Ankerwand genügende Höhe hat, wird man aber unbedenklich die Gleichung 39) (als ob die Wand bis zur Oberfläche reichte) zugrunde legen können.

γ) Einzelne Ankerplatten.

Wie bereits oben S. 35 bei Behandlung des Widerstandes einzelner Spundwandpfähle im Boden hervorgehoben ist, ist auch der Widerstand einzelner Ankerplatten im Verhältnis zu ihrer Flächen-größe höher als bei ganzen Ankerwänden. Das hat seinen Grund darin, daß bei einem Nachgeben der Erde gegen den Ankerzug nicht nur das Gewicht des Erdprismas von der Länge $C_1 C_2$ der Ankerplatte (vergl. Abb. 27 b) und dem Querschnitt $MCBN$ (Abb. 27 a) auf der Gleitfläche MC hochgeschoben werden muß, sondern infolge der Reibung ein größerer Erdkörper, der an der Oberfläche der Erde von einer unregelmäßigen Linie $M_1 M_2 R_2 S_2 N_2 N_1 S_1 R_1$ begrenzt wird.

Die genaue Ermittlung der Größe dieses Erdkörpers stößt auf Schwierigkeiten.

Für die näherungsweise Berechnung des Widerstandes der Ankerplatten kann angenommen werden, daß durch die Ankerplatte bei dem Beginn der Bewegung das unmittelbar davorliegende Erdprisma von der Länge der Ankerplatte auf der Gleitfläche hochgeschoben werden muß und daß gleichzeitig die Reibung des aktiven Erddruckes auf die beiden Endflächen dieses Erdprismas überwunden werden muß.

Das Hinaufschieben des Erdprismas erfordert eine Kraft, die bisher als passiver Erddruck bezeichnet ist,

$$= \left(\lambda_{(p)} \frac{T^2}{2} - \lambda_{(a)} \frac{T_0^2}{2} \right) b,$$

wenn b die Plattenlänge ist (vergl. vorhergehenden Fall β).

Der aktive Erddruck auf die Endflächen des Erdprismas beträgt

für die Breite dx und die Höhe h (siehe Abb. 27 a) $e = \gamma \lambda_{(a)} dx \frac{h^2}{2}$,
 worin $\lambda_{(a)}$ für $\delta = 0$ zu ermitteln ist; setzt man $b = \frac{x}{L} H_c$ und integriert über die ganze Strecke L , dann ergibt sich der aktive Erddruck auf beide Endflächen zu

$$E_{(a)} = \gamma \lambda_{(a)} L \frac{H_c^2}{3}$$

und die Vermehrung des Erdwiderstandes durch Reibung

$$F_r = \gamma \lambda_{(a)} L \frac{H_c^2}{3} \operatorname{tg} \varrho \dots \dots \dots 42)$$

L ergibt sich aus der Gleitfläche $= H_m \operatorname{ctg} \vartheta$.

H_c Tiefe des Fußpunktes der Platte unter dem Erdboden.

$\operatorname{tg} \varrho =$ Reibungsbeiwert der Reibung von Erde auf Erde.

Die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit der verankerten Wand lautet (vergl. Gleichung 41), wenn man H_c angenähert $= T$ setzt:

$$P + \gamma \lambda_{(a)} b \frac{T^2 - T_0^2}{2} \leq \frac{1}{n} \gamma \left(b \lambda_{(p)} \frac{T^2}{2} - b \lambda_{(a)} \frac{T_0^2}{2} + \lambda_{(a)} L \frac{T^2}{3} \operatorname{tg} \varrho \right)$$

oder wie oben

$$P \leq \gamma \left(\frac{1}{n} b \lambda_{(p)} \frac{T^2}{2} + \frac{1}{n} L \lambda_{(a)} \frac{T^2}{3} \operatorname{tg} \varrho - b \lambda_{(a)} \frac{T_0^2}{2} + \frac{n-1}{n} b \lambda_{(a)} \frac{T_0^2}{2} \right) \quad 43)$$

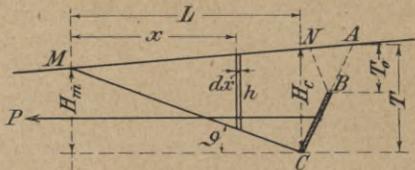


Abb. 27 a.

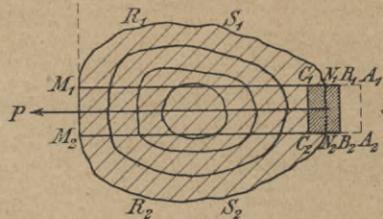


Abb. 27 b.

Diese Formel gilt selbstverständlich nur so lange, als der Wert der Vermehrung des Erdwiderstandes durch Reibung E_r (Gleichung 42) nicht annähernd gleich oder größer als der passive Erdwiderstand der Zwischenräume der Ankerplatte wird. Wenn die Größe der Zwischenräume $= d$ ist, so wird man die Ankerplatte für die Berechnung der Standsicherheit der verankerten Wand als ununterbrochen durchlaufende Ankerwand ansehen können, sobald annähernd

$$\gamma \lambda_{(a)} L \frac{T^2}{3} \operatorname{tg} \varrho = d \left(\lambda_{(p)} \frac{T^2}{2} - \lambda_{(a)} \frac{T_0^2}{2} \right) \quad 44)$$

ist.

b) Ankerwände in geringer Entfernung von der verankerten Wand.

a) Ankerwände oberhalb der Gleitfläche.

Ankerwände oberhalb der Gleitfläche des aktiven Erddruckes haben keinen Wert, da sie von der abgleitenden Erde mitgerissen werden.

Genau genommen kann zwar auch unter Umständen in diesem Falle eine geringe Verankerung und Stützung der Wand erreicht werden, wie folgende Ueberlegung zeigt. Wenn beispielsweise die in Abb. 28 dargestellte Wand OA nur durch Kippen um den Punkt O nachgeben kann, dann wird bei einer Bewegung der Wand in die neue

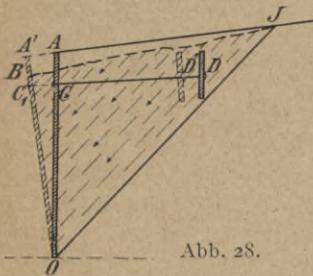


Abb. 28.

Lage OA' die Erde parallel zur Gleitfläche OJ abrutschen und die neue Oberfläche BJ bilden. Dabei sind die Bewegungen der Bodenteilchen in der Nähe von A erheblich größer als in der Nähe der Gleitfläche. An der Gleitfläche selbst wird die Bewegung $= 0$. Infolge der festen Verbindung durch den Anker muß aber der Punkt D der Ankerwand eine gleichgroße Bewegung DD' ausführen

wie der Punkt C der verankerten Wand CC' . Die Ankerwand muß daher die langsamer abgleitende Erde ihrer Umgebung mitreißen unter Anspannung des Ankers. Eine gewisse Stützung des Punktes C wahrscheinlich verbunden mit einer erhöhten Belastung des Fußes der Wand unter Aenderung der Form der Gleitfläche ist die Folge.

Eine rechnungsmäßige Verfolgung des Vorganges ist bisher nicht möglich und man tut gut, die Wirkung der oberhalb der Gleitfläche des aktiven Erddruckes liegenden Teile der Ankerwand zu vernachlässigen.

β) Ankerwände zwischen Gleitfläche und natürlicher Böschungsfläche.

Eine Ankerwand oberhalb der natürlichen Böschungsfläche kann für sich allein die Verankerung einer anderweitig nicht gestützten Wand nicht übernehmen, da die Erde auf irgend einer geraden oder gekrümmten Gleitfläche, welche steiler ist als die natürliche Böschung,

abgeleitet wird und die Ankerwand mit sich nehmen wird. Wenn aber noch eine andere Stützung der Wand stattfindet, sei es durch die Bodenpressung an der Sohle einer Stützmauer, wie in Abb. 29 dargestellt ist, oder durch Einspannung eingerammter Wände oder Pfähle im Boden (vergl. Abb. 30), dann ist es denkbar, daß eine Ankerwand oberhalb der natürlichen Böschungsfläche eine Stützwand sichert, auch wenn die einzelnen Gegenkräfte, sowohl die Ankerkraft als auch die an der Stützwand selbst auftretenden Erdwiderstände, für sich allein nicht ausreichen würden.

Die näherungsweise Berechnung solcher Anlagen kann in folgender Weise angefaßt werden.

In Abb. 29a sei $AOBD$ der Querschnitt einer zu schwach bemessenen Stützmauer mit dem Gewicht G_1 . Es sei die Bedingung gestellt, daß die Verankerung durch die Ankerwand RS die Mauer so weit hält, daß die Bodenpressung an der Vorderkante der Mauer-
sohle den Wert σ_1 nicht übersteigt. Auf die Mauer wirken unmittelbar der Erddruck $E_{(a)}$, dessen Größe und Richtung in der im ersten Abschnitt angegebenen Weise ermittelt werden kann $\left(= \gamma \lambda_{(a)} \frac{l^2}{2} \right)$, das Mauer-
gewicht G_1 , die nach Richtung und Lage bekannte Ankerkraft P und der Erdwiderstand W . Nimmt man die Richtung der Kraft W vorläufig nach irgend welchem Anhalt (etwa unter dem Reibungswinkel ρ) an, dann kann man die Größe von $(P$ und) W durch Zusammensetzen der vier Kräfte G_1 , $E_{(a)}$, P und W ermitteln (Abb. 29b). Aus der senkrechten Seitenkraft N der letzteren ist bei gegebener (bzw. als Bedingung für die Standsicherheit geforderter) Spannung σ_1 die Spannungsverteilung in der Sohle nach den bekannten Gleichungen

$$N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d$$

oder, wenn $\sigma_2 \leq 0$ wird,

$$N = \frac{\sigma_1 \xi}{2}$$

(ξ Abstand des Nullpunktes der Bodenpressung von der Sohlenvorderkante) zu errechnen und der Angriffspunkt O_1 der Bodenkraft W zu bestimmen.

Sobald O_1 festliegt, ergibt sich die genauere Größe von P durch Momentenrechnung

$$Ph = E_{(a)}e - Gf \quad \dots \dots \dots 45)$$

und weiter durch Zusammensetzung von G_1 , $E_{(a)}$ und P die genauere Größe und Richtung von W (Abb. 29b). Weicht diese von der ersten Annahme sehr weit ab, so ist die Untersuchung nötigenfalls zu

wiederholen; andernfalls kann das Ergebnis für die Berechnung der Standsicherheit der Mauer weiter benutzt werden.

Bei eintretendem Kippen der Mauer wird die Ankerwand durch den Anker mitgerissen. An dem Rücken der Ankerwand und auf den Gleitflächen MS und RK wird die Erde abgleiten und auf die Ankerwand den aktiven Erddruck $E_{(0)}$ ausüben. Zwischen Ankerwand und Stützwand wird die Erde infolge ihres Gewichtes und der durch Ankerwand und Stützwand auf sie ausgeübten Kräfte oberhalb einer Gleitfläche RUO abgleiten. Näherungsweise ist diese nach ihrer Form uns nicht bekannte Gleitfläche eben angenommen. Ebenfalls kann in den meisten Fällen die Ankerwand als bis zur Oberfläche reichend angenommen werden.

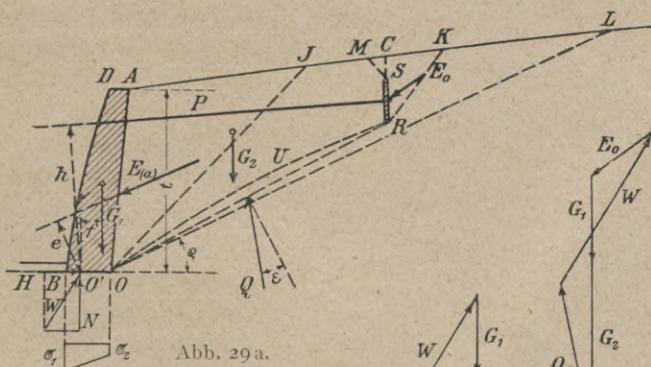


Abb. 29 a.

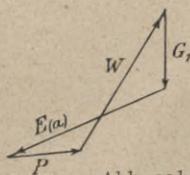


Abb. 29 b.



Abb. 29 c.

Auf den ganzen durch den Anker zusammenhängenden und zusammen bewegten Bauteil wirken die Gewichte der Mauer $= G_1$, des Erdprismas $AORSM$ (bezw. C) $= G_2$, der aktive Erddruck E_0 , der Erdwiderstand W an der Mauersohle und der nach Größe und Richtung nicht bekannte Widerstand Q in der Fläche OR . Da alle übrigen Kräfte bekannt sind, so läßt sich durch Kräftezusammensetzung (Abb. 29c) die Größe und Richtung von Q bestimmen.

Das Bauwerk ist nur dann standsicher und entspricht den gestellten Bedingungen, wenn der Winkel ε der Richtung von Q gegen die Senkrechte auf OR kleiner als der natürliche Böschungswinkel φ oder höchstens ihm gleich ist. Ergibt er sich größer als φ , so ist das ein Zeichen, daß σ_1 größer sein muß, als verlangt war. Der wahrscheinlichste Wert von σ_1 ist derjenige, für den sich der Neigungswinkel der Kraft Q gegen die Senkrechte zur Fläche $OR = \varphi$ ergibt. Wird für diesen Fall σ_1 größer als die Tragfähigkeit des Bodens ist,

dann ist das Bauwerk nicht standsicher. Man muß aber immer bedenken, daß die ganze Untersuchung wegen der Unsicherheit der meist auf Schätzung beruhenden Unterlagen nur eine recht rohe Näherungsrechnung ist. Man sollte daher nie bis zur äußersten Grenze der Standsicherheit gehen. Eine einseitige Verteilung der Bodenpressung an der Vorderseite der Mauersohle mit kleiner Breite ξ ist stets als bedenklich anzusehen. Eine Vergrößerung der Standsicherheit ist durch Verbreiterung der Mauersohle nach vorn oder durch eine Rückwärtsverlegung der Ankerwand zu erreichen.

Wenn die Ankerwand sehr weit zurück und dicht an der natürlichen Böschungsfläche liegt, ist sie außerdem nach dem unter γ angegebenen Verfahren zu untersuchen, und die Ergebnisse sind der

weiteren Rechnung zugrunde zu legen, wenn sie ungünstiger als nach dem hier angegebenen Verfahren sind.

In ähnlicher Weise läßt sich die Berechnung einer ungenügend tief eingerammten und zu kurz verankerten Spund- (oder Bohl-) wand durchführen, wie sie in Abb. 30 dargestellt ist. An Stelle der Bodenpressung unter der Mauersohle der Abb. 29 treten hier beiderseits des im Boden steckenden Wandteiles Erdwider-

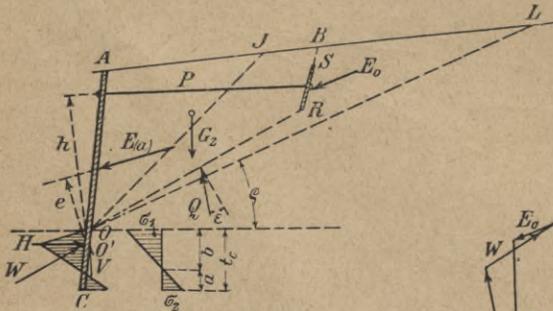


Abb. 30a.

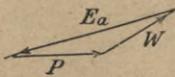


Abb. 30b.

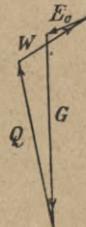


Abb. 30c.

stände, die sich zu einer durch O_1 gehenden Gegenkraft W vereinigen lassen. Der Angriffspunkt O_1 der Gegenkraft W liegt unter dem Erdboden. Es genügt für die erste näherungsweise Momentenrechnung zur Bestimmung der Ankerkraft P , den Angriffspunkt O_1 in etwa $\frac{1}{5}$ der Tiefe $t_{(c)}$ unter o anzunehmen. Die Momentengleichung lautet (vergl. Gleichung 45)

$$Ph = Ee \dots \dots \dots 46)$$

Durch die Zusammensetzung von $E_{(a)}$ und P (Abb. 30b) erhält man Größe und Richtung der Widerstandskraft W mit den Komponenten H und V und damit die genauere Verteilung der Bodenpressungen und die genauere Lage von O_1 durch die Bedingungengleichungen

$$(\sigma_1 + \sigma_2) \frac{t_{(c)}}{2} = H \text{ und } \dots \dots \dots \text{ I)}$$

$$OO' = \frac{1}{3} \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_2)}{(\sigma_1 + \sigma_2)} t_{(c)} \dots \dots \dots \text{ II)}$$

Wegen der zulässigen Größe von σ_1 kann auf die Ausführungen unter II., 1. und 2., S. 29 u. f. verwiesen werden. Die weitere Behandlung ist die gleiche wie oben bei der verankerten Mauer, und es ist die Spannung σ_1 die wahrscheinlichste, welche durch Kräftezusammensetzung (Abb. 30c) eine Neigung der Widerstandskraft Q gegen die Senkrechte auf die Fläche $OR = \rho$ ergibt. Wird dann σ_1 unzulässig hoch, dann ist die Bauanordnung nicht genügend standsicher und zu ändern entweder durch Vergrößerung von $t_{(c)}$ oder durch Zurückverlegung der Ankerwand.

γ). Ankerwände unterhalb der natürlichen Böschungsflächen.

Die Berechnung der Stützwand und der Ankerspannung geschieht in der üblichen Weise unter Einsetzung eines aktiven Erddruckes $E_a = \gamma \lambda_{(a)} \frac{t_{(a)}^2}{2}$.

Bei Berechnung der Standsicherheit der Verankerung ist zu bedenken, daß oberhalb des Schnittpunktes y (Abb. 31) der beiden Gleitflächen für den aktiven und passiven Erddruck der Linie yZ bei Eintritt der Bewegung weder der aktive Erddruck

$\lambda_{(a)} \frac{t_0^2}{2}$ noch der passive Erddruck

$\lambda_{(p)} \frac{t_0^2}{2}$, sondern ein von

beiden verschiedener Erddruck E_0 wirkt, dessen Lage, Größe und Richtung nicht bekannt

ist. Wir brauchen diese Kraft aber auch für die Gesamtwirkung der Verankerung nicht zu kennen, da die Kräfte sich, beiderseits der Ebene yZ gleich und entgegengesetzt, aufheben.

Für die Berechnung der Standsicherheit der Verankerung kennen wir dann den auf die Stützwand wirkenden Erddruck

$$E_{(a)'} = \gamma \lambda_{(a)} \frac{t_{(a)}^2 - t_0^2}{2}$$

und den passiven Erddruck (als Grenzwert)

$$E_{(p)'} = \gamma \left(\lambda_{(p)} \frac{t_{(p)}^2 - t_0^2}{2} - \frac{\lambda_{(a)} t_{(r)}^2}{2} \right).$$

Die mit E_a' errechnete Ankerspannung P' darf nur

$$\frac{1}{n} E_{(p)'} = \frac{1}{n} \gamma \left(\lambda_{(p)} \frac{t_{(p)}^2 - t_0^2}{2} - \frac{\lambda_{(a)} t_{(r)}^2}{2} \right)$$

sein, dabei nimmt man die Erddruckverteilung zweckmäßig nach der Darstellung Abb. 31b an.

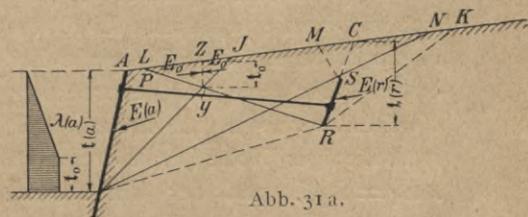


Abb. 31b.

Abb. 31a.

Streng richtig ist die Ueberlegung nicht, da sich bei Einsatz einer von dem aktiven und passiven Erddruck abweichenden Erdkraft E_0 in der Fläche γZ an Stelle der Werte des aktiven und passiven Erddruckes auch die diesen Grenzwerten entsprechenden Gleitflächen OJ und RL und somit auch die λ -Werte ändern müßten.

Solange indessen die Höhe t_0 in mäßigen Grenzen bleibt und nicht größer als etwa 0,3 bis 0,4 $t_{(r)}$ wird, kann die Rechnung bei vorsichtiger Wahl von $n = (2 -) 3$ als genügend sicher angesehen werden.

Wegen der rechnerischen Behandlung von Ankerplatten kann auf die unter 9a γ , S. 57 u. f., gegebenen Richtlinien verwiesen werden.

10. Fangedämme.

Die Standsicherheit zweier in geringer Entfernung voneinander stehender und miteinander verankerter Stützwände gegen seitlichen Druck wird außer durch die Biegungsspannung der Stützwände selbst in erster Linie durch die Reibung der Erde bedingt.

Wenn der in Abb. 32 in einfache Linien dargestellte Fangedamm (ohne Schrägpfähle) $ABCD$ dem Seitendrucke nachgeben und sich bis in die punktierte Lage vorbiegen soll, dann wird sich nur in der Nähe der Oberfläche die Erde so verschieben, wie wir es im ersten Abschnitte bei Besprechung des aktiven und passiven Erddruckes vorausgesetzt haben, und es ist danach der Wanddruck in beliebiger Höhe dicht unter der Oberfläche auf der Kraftseite $AE_1 = \lambda_{(p)}h$, auf der kraftabgewandten Seite $AE_2 = \lambda_{(a)}h$ zu ermitteln. In größerer Tiefe werden die Wanddrücke sich gegenseitig beeinflussen, die Verschiebung der Erde wird eine andere sein und die Gleitflächen werden sich immer mehr der Horizontalen nähern. Es muß dann in jeder Höhe die vorher rechteckige Form der wagenrechten Schichten von der Breite b und der Höhe h sich in ein Parallelogramm ändern (vergl. Abb. 32b), und das ist nur dadurch möglich, daß in den Endflächen der Schichten Schub- oder Reibungskräfte auftreten.

Diese Schubkräfte sind abhängig von der Durchbiegung des Fangedammes und nehmen solange mit der Durchbiegung zu, bis die Richtung des Flächendruckes auf die Endflächen der Schichten mit der Senkrechten den Reibungswinkel ϱ einschließt, d. h. bis die Schubspannung T : Normalspannung $N = \operatorname{tg} \varrho$ ist. Größer als die Reibung $N \operatorname{tg} \varrho$ kann die Schubspannung nicht werden, aber sie muß auch so groß werden, wenn wirklich Verschiebung eintreten soll und die Standsicherheit dadurch gefährdet werden soll.

Der senkrechte Flächendruck auf die Schichten wird nach dem erfolgten Einfüllen und Einstampfen der Erde in den Fangedamm

etwa gleich dem Gewicht, also für die Längeneinheit $= \gamma h b$ sein. Wird der Fangedamm später einseitig belastet, dann drückt die kraftseitige Wand auf die Füllungserde mit dem Drucke E_1 (bezw. $\mathcal{A}E_1$ auf jede Schicht $\mathcal{A}h$), und diese drückt wieder mit dem Drucke E_2 (bezw. $\mathcal{A}E_2$) auf die kraftabgewandte Wand. Beide Erdkräfte E_1 und E_2 werden im allgemeinen nicht senkrecht zur Wand, sondern unter einem Winkel δ_1 und δ_2 gegen die Senkrechte geneigt sein; und zwar wird der Wanddruck auf der Kraftseite bei Eintritt des Kippens von oben nach unten gerichtet sein, während der Wanddruck auf der kraftabgewandten Seite nach oben gerichtet ist (δ_2 ist negativ). Beide Wanddrücke können auch nicht gleich sein, sondern sie sind bei Beginn der Bewegung in ihren wagerechten Komponenten um die Reibungskräfte $T = N \operatorname{tg} \varrho$ (bezw. $\mathcal{A}T = \mathcal{A}N \operatorname{tg} \varrho$) verschieden.

Der ursprüngliche Flächendruck auf die Schichten $= \gamma h b$ wird sich durch die Wandkräfte ändern und um $E_1 \sin \delta_1 - E_2 \sin \delta_2$ (bezw. $\Sigma \mathcal{A}E_1 \sin \delta_1 - \Sigma \mathcal{A}E_2 \sin \delta_2$) größer werden. Ueber die Größe und Richtung der Wanddrücke wissen wir aber wenig; wir wissen nur, daß δ_1 und δ_2 den Reibungswinkel ϱ nicht überschreiten können. Selbst die Größe des aktiven Erddruckes, welchen die Wanddrücke E_1 und E_2 nicht unterschreiten können, ist zwischen engen Wänden nicht mit genügender Annäherung festzustellen.

Da indessen E_1 bei Eintritt der Bewegung immer erheblich größer als E_2 sein muß, so wird die Differenz $E_1 \sin \delta_1 - E_2 \sin \delta_2$ (bei negativem δ_2), auch wenn δ_2 größer als δ_1 ist, doch im allgemeinen positiv sein; und wir rechnen ungünstig, wenn wir den Einfluß der Wandkräfte auf den senkrechten Flächendruck der Schichten ganz vernachlässigen.

Nimmt man nun weiter den aktiven Erddruck zwischen engen Wänden gleich dem aktiven Erddruck im einseitig unbegrenzten Erdreich $= \gamma \lambda_{(a)} h$ in der Tiefe h an, dann ergibt sich folgende Verteilung der Wandkräfte (siehe Abb. 32c).

Auf die kraftabgewandte Wand wirkt (mindestens) der aktive Erddruck $E_2 = \gamma \lambda_{(a)} \frac{h^2}{2}$ bezw. $\mathcal{A}E_2 = \gamma \lambda_{(a)} h$.

Auf die kraftseitige Wand wirkt oben der Erddruck $E_2 = \gamma \lambda_{(p)} \frac{h^2}{2}$ (bezw. $\mathcal{A}E_2 = \gamma \lambda_{(p)} h$). In größerer Tiefe muß der Wanddruck auf der Kraftseite um den Wert $\gamma b h \operatorname{tg} \varrho$ höher sein als der andere Wanddruck, also $E_1 = E_2 + \gamma b h \operatorname{tg} \varrho = \gamma \lambda_{(a)} \frac{h^2}{2} + \gamma b h \operatorname{tg} \varrho$ (bezw. $\mathcal{A}E_1 = \gamma \lambda_{(a)} h + \gamma b \mathcal{A}h \operatorname{tg} \varrho$). Daraus ergibt sich die Linie der Wanddruckverteilung (Abb. 32c) bei D'' mit 0 beginnend, oben nach der Linie $\lambda_{(p)} h$ verlaufend. Weiter unten schmiegt sie sich dann der

Linie $\lambda_{(a)}h + b \operatorname{tg} \varrho$ asymptotisch an, nachdem sie diese vorher geschnitten hat.

Wegen der in größeren Tiefen geltenden Gleichung

$$E_2 = \gamma \lambda_{(a)} \frac{H^2}{2} + \gamma b H \operatorname{tg} \varrho$$

muß der Teil $D''KL$ der Druckfläche mit LON flächengleich sein. Die Höhenlage des Schnittpunktes L kann man annähernd aus der Bedingung schätzen, daß $\lambda_{(p)}h = \lambda_{(a)}h + b \operatorname{tg} \varrho$ ist, also

$$KL \text{ rd. } = \frac{b \operatorname{tg} \varrho}{\lambda_{(p)} - \lambda_{(a)}} \dots \dots \dots 47)$$

Für ein $\delta_1 = \delta_2 = 20^\circ$ und $\varrho = 30^\circ$ beträgt (siehe Tabellen V und VI) $\lambda_{(a)} = 0,30$, $\lambda_{(p)} = 6,12$ und $\operatorname{tg} \varrho = 0,58$, und es würde sich die Höhe KL rd. zu $0,1b$ ergeben; in solchen Fällen, wenn das Dreieck $D''KL$ klein ist, kann man unbedenklich sowohl zur Berechnung der Stützwand DC als auch für die Berechnung der Standsicherheit des ganzen Fangedammes näherungsweise als Wanddruckverteilungslinie die Gerade $KO (= \lambda_{(a)}h + b \operatorname{tg} \varrho)$ nehmen.

Bei Berechnung der Standsicherheit des Fangedammes heben sich die Werte der Wanddrücke $= \Sigma \gamma \lambda_{(a)} h$ durch die Anker als gleich und entgegengesetzt auf, und wir erhalten als Bedingungsgleichungen für die Standsicherheit in jeder beliebigen Tiefe, wenn Q_1 und Q_2 sowie M_1 und M_2 die Querkräfte oder Momente in den Stützwänden DC und AB in der Tiefe h sind,

$$P \leq \gamma b h \operatorname{tg} \varrho + Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots 48)$$

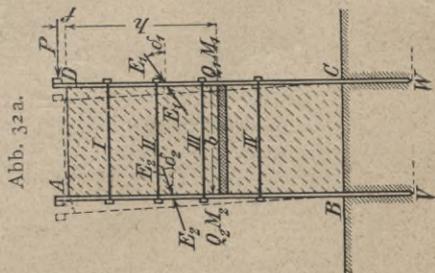
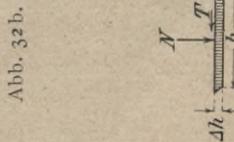
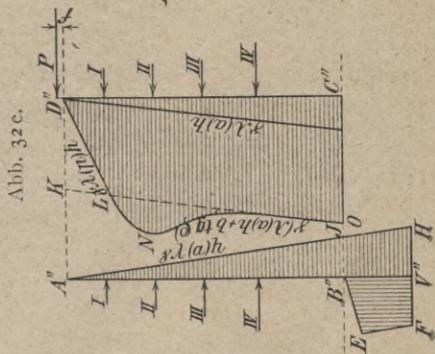
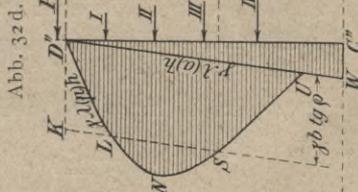
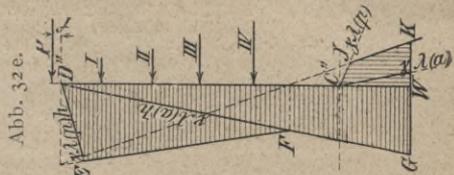
$$P(h + f) \leq \frac{\gamma b h^2}{2} \operatorname{tg} \varrho + M_1 + M_2 \dots \dots \dots 49)$$

Ist $P >$ als $\gamma b h \operatorname{tg} \varrho$ oder $P(h + f) > \frac{\gamma b h^2}{2} \operatorname{tg} \varrho$, so muß der überschießende Betrag durch die Querkräfte Q (oder Momente M) der beiden Wände etwa nach dem Verhältnis ihrer Stärke oder Steifigkeit übernommen werden.

Wenn für irgend eine Tiefe h_1 die Kraft $P = \frac{\gamma b h_1^2}{2} \operatorname{tg} \varrho$ wird, dann muß sie für größere Tiefe kleiner als $\frac{\gamma b h^2}{2} \operatorname{tg} \varrho$, nämlich $= \frac{\gamma b h^2}{2} \operatorname{tg} \eta$ sein; d. h. η ist kleiner als der Reibungswinkel ϱ , und es tritt keine Verschiebung, sondern nur ein mehr elastisches Nachgeben ein. Der Wanddruck $A E_2$ geht unter den Wert $\gamma b h \operatorname{tg} \varrho + \lambda_{(a)} h$ herunter und kann unter Umständen bis auf seinen Kleinstwert $\lambda_{(a)} h$ sinken, je nach der elastischen Durchbiegung der Wand DC (vergl. Verteilungslinie $D''LNSUW$ in Abb. 32d).

Diese Ueberlegung der Verteilung des Wanddruckes nach der Höhe und die Gleichungen 48) und 49) behalten auch ihre Gültigkeit, wenn der Erddruck auf die kraftabgewandte Stützwand AB durch die Verschiebung der wagerechten Erdschichten und infolge der Steifigkeit der Wand AB größer werden sollte als $\gamma \lambda_{(a)} h$. Es tritt dann eben an Stelle der $\lambda_{(a)} h$ -Linie an beiden Wänden des Fangedammes eine andere Linie; die Differenz der Wanddrücke bleibt aber die gleiche.

Nur für die Berechnung der Wände selbst ist die Größe dieses Erddruckes, welche durch die Verschiebung der Schichten entsteht, nicht gleichgültig. Die genaue Berechnung ist aber, da statisch mehrfach unbestimmt, schwierig. Man kann sie näherungsweise durchführen, indem man die beiden Wände und die dazwischenliegende Erdfüllung als drei parallele, durch lange Anker verbundene, einseitig eingespannte Träger ansieht, von denen der mittlere (Erdträger) die Last $\gamma b h \operatorname{tg} \varrho$ aufnimmt. Auf die beiden anderen Träger verteilt sich im übrigen die Last so, daß beide Träger etwa die gleiche (durch die Anker bedingte) Durchbiegung erfahren. Die Rechnung wäre bis zu der Tiefe durchzuführen, in der die Erde als Träger durch ihren Widerstand $= \gamma b h \operatorname{tg} \varrho$ (bzw. $\gamma b h \operatorname{tg} \eta$) die ganze Last allein aufnehmen kann. Die Rechnung lohnt sich aber nicht, da man die Stärke des Fangedammes immer möglichst so bemessen wird, daß der Reibungswinkel ϱ entweder gar nicht oder wenigstens nur für ganz geringe Tiefe erreicht wird. Dann vereinfacht sich auch die näherungsweise Berechnung der beiden Stützwände.



Auf die kraftabgewandte Stützwand wirkt nur der Erddruck $\gamma \lambda_{(a)} h$. Bei Vernachlässigung der Momente in den Ankerangriffspunkten kann man die Ankerkräfte I, II, III usw. und den passiven Erddruck $B''EFV''$ (vergl. Abb. 32c) nach der Anleitung unter Abschnitt II, 4. errechnen.

In gleicher Weise kann man die Erddruckverteilung auf die Wand der Kraftseite (siehe Abb. 32e) $D''EFGW$ und $C''WKJ$ so ermitteln, daß sie nach der Steifigkeit der Wand möglich ist und mit der Kraft P und den Ankerspannungen I, II, III usw. im Gleichgewicht ist. Danach lassen sich dann die Wandstärken und die mindestens erforderlichen Rammtiefen berechnen.

Ein oft vorkommender Fall ist der gegen Wasserdruck aufgeführte Fangedamm. Wirkt der Wasserdruck nur einseitig, dann nehmen die Formeln 48) und 49) die Gestalt an

$$\frac{t^2}{2} \leq \gamma b h \operatorname{tg} \varrho + Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots 50)$$

$$\frac{t^2}{6} \leq \gamma \frac{b h^2}{2} \operatorname{tg} \varrho + M_1 + M_2 \dots \dots \dots 51)$$

worin t die Wassertiefe und h die Erdtiefe ist.

Reicht das Wasser bis zur Erdausfüllung, d. h. ist $b = h$ und ist T die Gesamttiefe, dann gibt uns bei Vernachlässigung von Q_1 und Q_2 , Gleichung 50) die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit des Fangedammes

$$\frac{T^2}{2} \leq \gamma b T \operatorname{tg} \varrho$$

und daraus

$$b > \frac{T}{2 \gamma \operatorname{tg} \varrho} \dots \dots \dots 52)$$

als brauchbare Näherungsformel für die Stärke des Fangedammes.

Ebenso ergibt sich bei beiderseitigem Wasserdruck mit der Spiegeldifferenz ΔT , wenn diese im Vergleich zur Gesamthöhe nicht groß ist und beide Wasserspiegel in der Nähe der Oberfläche der Erdhinterfüllung stehen,

$$b \geq \frac{\Delta T}{\gamma \operatorname{tg} \varrho} \dots \dots \dots 53)$$

als Näherungswert für die Mindeststärke des Fangedammes.

Für $\gamma = 1,6$ und $\varrho = 32^\circ$ erhalten wir aus der Gleichung 52) die bekannte Faustformel

$$b = \frac{T}{2},$$

für $\varrho = 17\frac{1}{2}^\circ$

$$b = T.$$

Der Reibungswinkel ϱ ist außerordentlich abhängig von der Dichtigkeit der Wand auf der Wasserdruckseite und des Füllmaterials des Fangedammes.

Bei der Berechnung eines durch Schrägpfähle gestützten Fangedammes wird man sich klar darüber werden müssen, welche Seitenkräfte bei Annahme eines kleinen Reibungswinkels ϱ mit Sicherheit von dem Fangedamm aufgenommen werden können. Die übrigen Seitenkräfte müssen dann durch die beiden Wände auf den Boden oder auf die Schrägpfähle übertragen werden.

II. Tragkraft der Rammpfähle und Spundwand und ihr Widerstand gegen Herausziehen.

Die Tragfähigkeit der gerammten Pfähle hängt von zwei Ursachen ab: erstens von der größeren Tragfähigkeit des Bodens unter der Pfahlspitze in größerer Tiefe und zweitens von dem Reibungswiderstande des umgebenden Erdbodens.

Die Vermehrung der Tragfähigkeit des Baugrundes mit zunehmender Tiefe hat für die gerammten Pfähle weniger Bedeutung, da dieser Widerstand nur einen verhältnismäßig kleinen Teil der gesamten Tragkraft des Pfahles ausmacht. Da aber hierin ein Unterschied zwischen der Tragkraft und dem Widerstand gegen Ausziehen der Pfähle liegt, und außerdem über die zulässige Beanspruchung des Baugrundes in größeren Tiefen die Meinungen und Vorschriften auseinander gehen, so soll hier etwas näher auf diesen Punkt eingegangen werden.

Würde man nach der meist üblichen Rechnungsweise die Tragfähigkeit des Baugrundes unabhängig von der Tiefe, in welcher er angetroffen wird, allein nach der Bodenart annehmen, so würde man zu dem sehr unwahrscheinlichen Schlusse gelangen, daß die Sicherheit eines Bauwerkes allgemein mit größerer Gründungstiefe abnehmen wird. Bei wechselnden Bodenschichten sind ja allerdings Fälle denkbar, in denen bei größerer Gründungstiefe weicherer, weniger tragfähiger Boden angetroffen wird.

Bei gleichmäßigem Boden dürfte aber doch wohl der größeren Gründungstiefe eine größere Tragfähigkeit entsprechen. Wir dürfen daher den Bodenwiderstand nicht mit der üblichen Materialfestigkeit gleichsetzen, welche mit der Zerstörung des Zusammenhaftens der einzelnen Teile ihr Ende erreicht; denn ein solches Zusammenhaften findet zwischen den Erdteilen im Boden wenig oder gar nicht statt. Wir müssen vielmehr den Erdboden (soweit er nicht aus festem Gestein besteht) als eine einer Flüssigkeit ähnliche Masse ansehen, deren Teile sich ohne Materialzerstörung gegeneinander verschieben lassen, dabei aber zum Unterschied von der Flüssigkeit dieser Verschiebung einen vom Druck abhängigen Reibungswiderstand entgegenzusetzen. Diese Anschauung liegt auch den ganzen oben gegebenen Ausführungen über den aktiven und passiven Erddruck zugrunde.

Denken wir uns nun mal einen Körper (Abb. 33) mit einer durch die Linie BC dargestellten Endfläche durch irgend eine Kraft in den Boden getrieben, so wird in den Seitenwänden LB und MC Reibung auftreten; von dieser Reibung sei hier abgesehen, da sie weiter unten gesondert behandelt werden soll. Sodann wird der Erdboden sich unterhalb BC in der Nähe des Körpers je nach der Größe seiner Elastizität zusammendrücken, soweit, wie es der Gesamtkraft P entspricht. Alsdann würde der Körper zu sinken aufhören, wenn nicht die einzelnen Teilchen des Bodens sich gegeneinander verschieben und seitlich ausweichen würden. Das Eindringen des Körpers in den Erdboden bedingt also ein seitliches Verschieben der unter der Körperfläche BC befindlichen und durch den Körper verdrängten Bodenmasse. Das Eindringen des Körpers und das Seitwärtsdrängen des Bodens wird in der Weise vor sich gehen, daß in irgend einer Linie, z. B. BDC (der Abb. 33a), der Reibungswinkel überschritten wird, und nun an dieser (durch die Linie BDC dargestellten) Fläche der unterhalb befindliche Boden auf DB und DC abgleitend nach den Seiten gedrängt wird, während die innerhalb BDC befindliche Masse mitgenommen wird und als Keil wirkt. Eine genaue Festlegung dieser irgendwie gekrümmten Gleitfläche ist nicht möglich. Zur näherungsweise Berechnung wollen wir dieselbe geradlinig nach den Linien BD' und CD' annehmen.

Wenn nun gegen die seitliche Verschiebung der Erde ein spezifischer Widerstand e besteht, so wirkt auf die ganze Höhe h eine Seitenkraft

$$E = eh = \frac{eb}{2 \operatorname{tg} \alpha},$$

wenn α der halbe Spitzenwinkel ist. Da der Gegen-
druck Q an den
schrägen Erdfächen
($D'B$) und $D'C$
nach der Voraus-
setzung unter dem

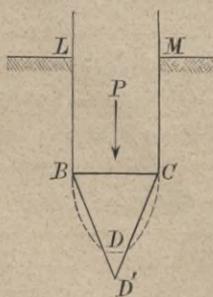


Abb. 33a.

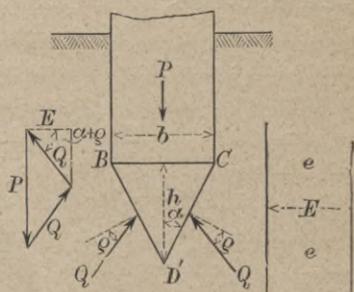


Abb. 33b.

Reibungswinkel ϱ gegen die Flächennormale geneigt ist, so würde der Seitenwiderstand e eine Last P tragen können $= 2Q \sin(\alpha + \varrho)$ $= 2E \operatorname{tg}(\alpha + \varrho)$ (siehe Abb. 33b). Die Tragkraft würde also sein

$$P = eb \frac{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho)}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

Hierin ist nur α unbekannt.

Für die Bestimmung von α haben wir die Bedingung, daß die Tragfähigkeit P der kleinste auftretende Wert ist; es muß also $\frac{dP}{d\alpha} = 0$ sein; das ist der Fall für $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}$.⁷⁾ Es ist dann nach Einsetzung dieses Wertes

$$P = eb \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)} \dots \dots \dots 54)$$

Der Wert

$$\frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)}$$

beträgt für einen Reibungswinkel von Erde auf Erde

$\varrho = 25^\circ$	rd. 2,5
30°	„ 3,0
35°	„ 3,7
40°	„ 4,6.

Ueber die Größe des seitlichen Erdwiderstandes wird man verschiedener Ansicht sein können. Eins ist aber nach den im Anfang gegebenen Erklärungen des Erddruckes jedenfalls ganz ohne Frage, daß er nämlich mindestens gleich und sehr wahrscheinlich noch erheblich größer als der natürliche Erddruck $e \geq \gamma_{(e)} h$ ist. Inwieweit er sich dem passiven Erddruck $= \gamma_e \lambda_{(p)} h$ nähert oder vielleicht noch darüber hinausgeht, darüber wird man wohl schwerlich etwas Sicheres in Erfahrung bringen können. Immerhin gibt auch der niedrigste Wert $e = \gamma_{(e)} h$ bei einem Einheitsgewicht der Erde $\gamma_{(e)} = 1,8$ und einem natürlichen Böschungswinkel von $\varrho = 35$ bis 40° einen Zuwachs der Tragfähigkeit des Baugrundes nach der Tiefe von 0,65 bis 0,80 kg/qcm für jedes Meter Tiefe. Danach dürfte es gerechtfertigt sein, unter gleichen Bodenverhältnissen bei größerer Gründungstiefe entsprechend höhere Beanspruchung des Baugrundes zuzulassen.

Die Tragkraft der Pfähle und in gleicher Weise ihr Widerstand gegen Herausziehen in Folge der Reibung läßt sich nach dem bisher Gesagten schnell erledigen. Wenn keine ausbuchtenden Flächen an dem Umfange der Rammfähle vorhanden sind, dann kann man den Seitendruck mindestens gleich dem natürlichen Erddruck $= \gamma_{(e)} h$

⁷⁾ Gleichzeitig erhalten wir also wieder das aus der Erfahrung bekannte Ergebnis, daß eine verhältnismäßig stumpfe Endigung des Pfahles $= \frac{\pi}{2} - \varrho$ für das Einrammen voraussichtlich das günstigste ist.

in jeder Tiefe h setzen. Auch wenn ausbuchtende Flächen vorhanden sind (die sich beim weiteren Eindringen von der Erdumgebung wieder in ihren oberen Teilen ablösen), wird der mittlere Seitendruck kaum unter den obigen Wert heruntergehen, da von anderen Flächenteilen der Pfahlaußenfläche die Pressung des natürlichen Erddruckes voraussichtlich weit überschritten sein wird. Von diesem leicht zu errechnenden gesamten Seitendruck auf die Mantelfläche des Pfahles $= U(\text{Umfang}) \gamma_{(e)} \frac{h^2}{2}$ (bezw. $U \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} \frac{h^2}{2}$) wird nun bei einem Reibungswinkel δ eine Kraft

$$U \gamma_{(e)} \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta \quad \left(\text{bezw. } U \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta \right)$$

in Richtung des Pfahles wirken. Bei einem Reibungswinkel zwischen Erde und Pfahl $\delta = 30$ bis 35° , $\gamma_e = 1,8$ t/cbm, $(\lambda_{(p)} = 4$ [siehe Tabelle VI des passiven Erddruckes für $\varrho = 30$ und 35° und $\delta = 0$]) ergeben sich danach Kräfte in Richtung des Pfahles

$$\text{für } \delta = 30^\circ \text{ von rd. } 1,05 U \frac{h^2}{2} \quad \left(\text{bezw. } 4 U \frac{h^2}{2} \right)$$

$$\text{für } \delta = 35^\circ \text{ von rd. } 1,25 U \frac{h^2}{2} \quad \left(\text{bezw. } 5 U \frac{h^2}{2} \right).$$

Das sind Kräfte, wie sie auch in Wirklichkeit auftreten. Diese Schätzung der Kräfte hat selbstverständlich nur Zweck für die erste überschlägige Berechnung beim Entwurf, solange man keine besseren Unterlagen hat. Bei der Ausführung selbst wird man sich die Tragfähigkeit der Pfähle (und ebenfalls nach Abzug eines auf die Pfahlspitze entfallenden Teiles der Tragkraft den Widerstand gegen Herausziehen) genauer aus den Ergebnissen der Rammung ableiten, da in dem Rammwiderstande sich die Wirkung der nicht bekannten Eigenschaften der verschiedenen angetroffenen Bodenarten offenbart. Hat man einen solchen Anhalt nicht, dann kann man die Tragfähigkeit des gerammten Pfahles, um die Ergebnisse nochmal zusammenzufassen, gleichsetzen

$$P = \left\{ \begin{array}{c} \text{I} \\ \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right) \\ \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2} \right) \end{array} \right\} \gamma_{(e)} h + U \gamma_{(e)} \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta \quad \left(\text{event. } \lambda_{(p)} \right) \quad \text{II}$$

wenn f der Pfahlquerschnitt, U sein Umfang, ϱ der Reibungswinkel zwischen Erde und Erde, δ derjenige zwischen Erde und Wandung ist.

Die gleiche Formel ist auch auf andere Fälle anwendbar, in denen der Erdwiderstand und die Reibung die gleiche Rolle spielen, nur muß man sich in jedem einzelnen Falle darüber Klarheit ver-

schaffen, welcher Erddruck (aktiver, natürlicher oder passiver) nach der Art der Herstellung des Bauwerks der wahrscheinlichste ist.

Bei Brunnengründungen beispielsweise wird der Widerstand, den die untere Querschnittsfläche im Boden findet, in gleicher Weise mit der Tiefe zunehmen und kann nach dem Teil I der Formel 55 geschätzt werden, in günstigen Fällen sogar unter Benutzung eines (in der Tabelle VI gegebenen) Wertes von $\lambda_{(p)}$ (größer als 1).

Bei der Berechnung des Reibungswiderstandes darf aber der Wert $\lambda_{(p)}$ nicht benutzt werden, da bei dem Absenken des Brunnens ein Zusammenpressen des seitlichen Bodens über das ursprüngliche (natürliche) Maß nicht stattfindet. Im Gegenteil dazu wird sogar bei der für ein leichtes Absenken meist gewählten Vergrößerung des äußeren Umfangs des Brunnenkranzes (gegenüber dem Brunnen) und infolge des stellenweisen Lösens der Erde unter den Schneiden ein Nachgeben des Druckes eintreten, so daß wir hier nur mit dem aktiven Erddruck zu rechnen haben, und zwar nicht, wie sonst, mit dem größten, sondern mit dem kleinsten wahrscheinlichen aktiven Erddruck. Die Formel würde also lauten:

$$P = f \underbrace{\frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)}}_{\text{I}} \gamma_{(e)} h \text{ (event. } \lambda_{(p)}) + U \underbrace{\gamma_{(e)} \frac{h^2}{2} \lambda_{(a)} \operatorname{tg} \delta}_{\text{II}} \quad 56)$$

Von besonderer Wichtigkeit ist das Haften der eingerammten Bauteile im Boden bei Betongründungen zwischen Spundwänden unter dem Wasserspiegel. Bei der Ausführung dieser Gründungsart ist der gesamte Auftrieb des leeren Raumes der Baugrube einschl. Spundwand und Betonkörper oft derartig groß, daß die Haltbarkeit der Bauanordnung sich nur dadurch erklären läßt, daß die Reibung des Erddruckes fast vollkommen ausgenutzt wird. Maßgebend für die Wahl der Größe des Erddruckes (aktiv, natürlich, passiv) ist wieder die Art der Herstellung der Bauteile bis zu dem Zustande, für den die Berechnung gelten soll.

In den meisten Fällen wird schon die vorhergehende Berechnung der Spundwand Aufschluß über die Art des Erddruckes geben.

Hier möge in dieser Beziehung auf die Abb. 23a zurückgegriffen werden, welche den Zustand darstellt, während dessen der Beton geschüttet wird. Von außen ist vorwiegend nur aktiver Erd- (und Wasser-)druck wirksam. Rechts unterhalb der Sohle wirkt passiver Erdwiderstand. An diesem Zustande wird in den Grundzügen auch nichts geändert, wenn die Baugrube leergepumpt wird, da die Spundwand und die Steifen dem Drucke etwas nachgeben

müssen. Für die Berechnung müssen wir den ungünstigsten Zustand zu Grunde legen, welcher vorhanden ist, wenn der Beton als Balken (oder Platte) wirkt und keinen Stemmdruck auf die Spundwand und die Erde dahinter ausübt. Wir müssen dabei bedenken, daß der Wasserdruck keine Reibung ausübt, und mit dieser Einschränkung können wir nach Abzug des Wasserdruckes die in Abb. 23a gegebene Druckverteilung zur Berechnung benutzen. Der Widerstand gegen Hochtreiben ergibt sich dann für die Längeneinheit zu

$$P_{(w)} \text{ rd} = (\gamma_{(e)} - \varepsilon\gamma) \lambda_{(a)} \frac{H^2_{(bn)}}{2} \text{tg } \delta + (\gamma_{(e)} - \varepsilon\gamma) \cdot \frac{1}{n} \lambda_{(p)} \frac{H^2_{(bi)}}{2} \text{tg } \delta \quad 57)$$

wenn $H_{(bn)}$ und $H_{(bi)}$ die äußere und innere Bodentiefe der Spundwandspitze und n der errechnete (oder verwandte) Sicherheitsgrad ist. Dieser Widerstand muß auf der ganzen Länge der Spundwand jedenfalls größer als der gesamte Auftrieb des Bauwerks sein. Wenn das nicht der Fall ist, dann muß man entweder die Rammtiefe BC größer wählen oder man muß die Spundwand um den Ueberschuß des Auftriebes über das Eigengewicht der Baustoffe und die Haltekraft der Spundwand (zur Sicherheit natürlich mehr) belasten.

12. Durchrechnung einer in Bockbauweise ausgeführten Kaieinfassung aus Eisenbeton.

Zum Schluß sei noch die rechnerische Behandlung einer ausgeführten Uferwand mitgeteilt, um daran zu zeigen, daß auch verwickelte Anordnungen der Näherungsrechnung zugänglich sind; zugleich wird daraus hervorgehen, daß die größte Schwierigkeit der rechnerischen Untersuchung weniger in dem Rechnungsverfahren als in der richtigen Annahme des elastischen Verhaltens der verschiedenen Bodenarten liegt. Das Bauwerk ist deshalb von besonderer Wichtigkeit, weil nach der Hinterfüllung sich an einzelnen Stellen Risse gezeigt haben, die darauf schließen lassen, daß hier die Bruchspannungen überschritten sind, und dadurch ein Vergleich mit den Rechnungsergebnissen möglich ist.

Das Bauwerk ist in der Abb. 34 dargestellt. Es ist eine Kaieinfassung in einem kleinen Tidehafen, die in ihrer Bauart. der bekannten Ruhrorter Hafeneinfassung sehr ähnlich ist, aber größere Abmessungen hat. Zwischen schweren Eisenbetonpfählen, die 3,4 m tief in den tragfähigen Sand reichen, ist jedesmal eine 90 cm breite Spundtafel aus Eisenbeton 2 m tief unter Hafensohle und etwa 65 cm tief in den Sand eingerammt. Beide sind dann oben ebenso wie in Ruhrort mit einem schweren Holm biegungsfest verbunden. Hinter jedem zweiten Bohlwerkpfahl steht ein ebenfalls biegungsfest mit dem Holm verbundener Ankerpfahl. Die Bohlwerkpfähle haben

eine 10fache Anlage, die Ankerpfähle sind 1:3 geneigt. Die übrigen Abmessungen gehen aus der Abb. 34a u. b hervor.

Der Boden bestand in seinen oberen Schichten von 3,5 m unter Hochwasser abwärts aus weichem Klei, Darg (breitstengligem Torf) und ging dann in Sand mit Dargbeimengungen über. Erst in einer Tiefe von 5,85 m wurde der reine Sand erreicht. Die Hinterfüllung bestand aus Seesand, der für diesen Zweck besonders von einer Sandbank gebaggert war. Ungünstig für die Belastung des Bohlwerkes durch die Hinterfüllung war es, daß sie auf der weichen (künstlich mit Abtreppungen versehenen) Kleischicht aufruhte.

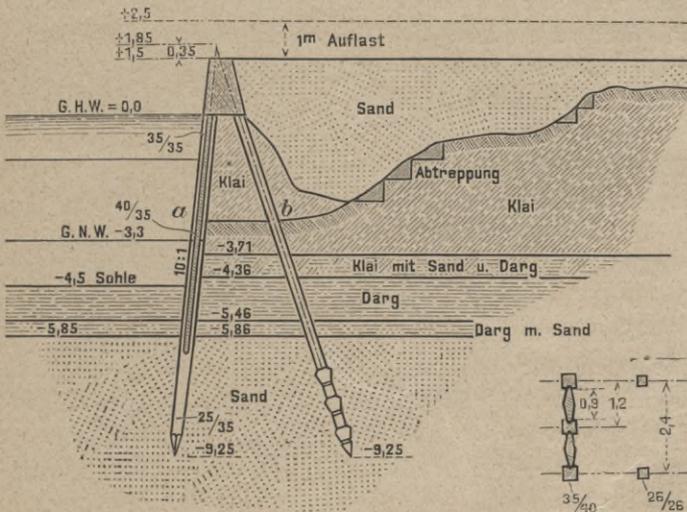


Abb. 34a.

Abb. 34b.

Die Schätzung des aktiven Erddruckes ist, so unsicher sie auch sein mag, aber doch nicht das Schwierigste. Genau ermitteln kann man den Einfluß der Klei- und Dargschicht durch Rechnung überhaupt nicht; da es sich indessen hier um ein ausgeführtes Bauwerk handelt, das als Beispiel nachgeprüft wird, so soll der aktive Erddruck absichtlich nicht zu ungünstig mit $0,25 \gamma h$ (im ganzen $= \gamma \frac{h^2}{8}$) eingesetzt werden.

Schwieriger ist der Erdwiderstand im Boden zu bestimmen. Wir haben hier den Fall, daß die Pfähle, welche den Erdwiderstand aufnehmen sollen, zur Sicherheit übermäßig tief in den Boden gerammt sind. Infolgedessen wird hier eine gewisse Einspannung möglich sein. Außerdem wird am oberen Ende durch die biegungsfeste Verbindung des Rückhaltpfahles mit dem Holm ein gewisses

Moment auf die Spundwand ausgeübt. Die Bockkonstruktion ist also zum mindesten als zweifach statisch unbestimmt anzusehen.

Eine genaue einwandfreie Lösung der Aufgabe ist ausgeschlossen, da wir die Elastizität der Bodenarten nicht genügend kennen. Es soll versucht werden, die Aufgabe durch Annäherung zu klären.

Bei Vernachlässigung der oberen und unteren Einspannung ergibt das weiter oben begründete, in Abb. 35a dargestellte Lastschema für diesen Fall bei einem Einheitsgewicht der Erde $= 1,8 \text{ t/cbm}$ und einer Auflast von 1 m einen wagerechten Auflagerdruck $A = 5,2 \text{ t}$ ($R_{rd.} = 3 A = 15 \text{ t}$) und einen Erdwiderstand $e_{(p)} = 5,4 \text{ t/qm}$ für 1 m Kailänge. Die in der Wand auftretenden Momente sind in Abb. 35b skizziert. Ihre Größe beträgt an der Holmunterkante $8,75 \text{ tm}$, höchstens bei $-2,4$ unter H.W. $= 14,2 \text{ tm}$ und an der Hafensohle $= 8,7 \text{ tm}$.

(Die in der Abb. 35b eingeklammerten Zahlen geben die Werte für ein Doppelfeld zwischen zwei Rückhaltspfählen von 2,4 m Länge.)

Da der Holm nur durch die Spundwand und durch den Rückhaltspfahl gehalten wird, so wird er sich infolge des Momentes bei $+0$ zu drehen suchen und den Rückhaltspfahl mitnehmen, so daß sich der Punkt m dem Punkte M nähern müßte. Da aber der Rückhaltspfahl mit

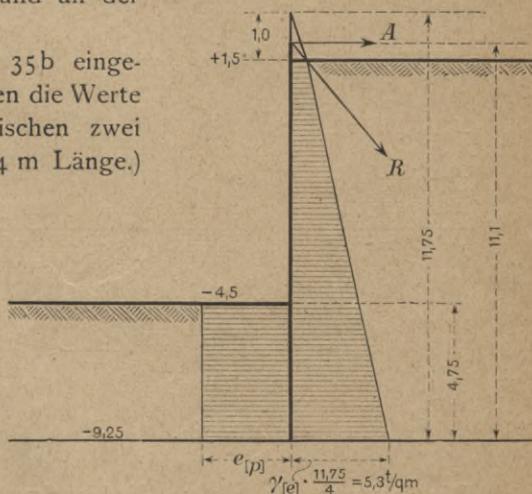


Abb. 35 a.

seiner Spitze fest in dem gewachsenen Boden steckt, so wird das Maß $M - m$ (Abb. 35c) das gleiche bleiben; der Erdboden übt eine Gegenkraft s auf den Rückhaltspfahl aus und erzeugt in dem Rückhaltspfahl ein Moment $-s \cdot x$ und in der Wand ebenfalls ein Moment $-s \cdot x$. Die Kraft s errechnet man aus der Bedingung, daß die Annäherung δ von m gegen M gleich 0 sein soll.

Die Durchbiegung δ ist $= \frac{I}{EJ} \int M \cdot x \cdot dx = \frac{I}{EJ} f \xi =$ dem statischen Moment der Momentflächen, bezogen auf Punkt M (bezw. m). In Betracht kommen dabei die in der Abb. 35b und 35c dargestellten inneren Momentflächen (ausschließlich Holm). In runden Zahlen

ergibt sich dabei nach der Abbildung (Flächen als Rechteck, Parabel und Dreieck geschätzt)

$$\frac{1}{J_1} \left\{ (21 \cdot 4,5 + 13 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4,5) \cdot 4,75 + \frac{21 \cdot 2,5^2}{3} \right. \\ \left. - \frac{s \cdot 7^3}{3} (\text{Einspannung der Wand}) \right\} - \frac{1}{J_2} \frac{s \cdot 7^2}{3} (\text{Rückhaltpfahl}) = 0,$$

wenn J_1 und J_2 die in Betracht kommenden Widerstandsmomente für die Wand und den Rückhaltpfahl sind. Es waren J_1 für eine 2,4 m lange Wandstrecke = 480 000 cm⁴, J_2 für den Rückhaltpfahl = 70 000 cm⁴.

Aus dieser Gleichung ergibt sich ein Erdwiderstand $s = 0,75$ t und ein Einspannungsmoment des Rückhaltpfahles = 5,3 tm.

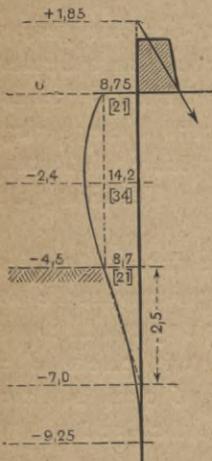


Abb. 35 b.

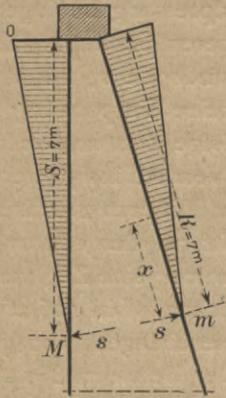


Abb. 35 c.

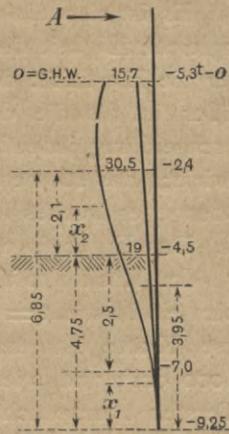


Abb. 35 d.

Durch den Erdwiderstand s findet eine Entlastung des Erdwiderstandes $e_{(p)}$ (vgl. Abb. 35 a) von $\frac{1}{2,4} \frac{0,75}{4,75} = 0,07$ t/qm und eine Verringerung des Wandmoments statt.

Um einen Eindruck von der Einspannung am unteren Ende zu gewinnen, muß man die Durchbiegung daselbst noch errechnen. Es ist wieder die Durchbiegung gegen eine im mittleren Teile der Spundwand⁸⁾ an die elastische Linie gelegte Tangente

$$\delta_2 = \frac{1}{EJ} \int M x_{(2)} dx \text{ für die Durchbiegung in der Sohle und}$$

$$\delta_1 = \frac{1}{EJ} \int M x_1 \cdot dx \text{ für die Durchbiegung der Pfahlspitze. Die}$$

⁸⁾ Da es sich nur um eine annäherungsweise Schätzung handelt, so ist davon abgesehen, die genaue Lage des Punktes zu ermitteln, in welcher die Tangente an die elastische Linie der ursprünglichen Lage der Wand parallel ist; es ist dafür der Punkt genommen, in dem das größte Moment errechnet war (2,4 m unter HW).

größere Durchsenkung an der Hafensohle gegenüber der Pfahlspitze $\delta_1 - \delta_2$, welche möglicherweise eine ungleichmäßige Verteilung des Erdwiderstandes und damit ein Einspannungsmoment verursachen könnte, beträgt

$$\begin{aligned} \delta_1 - \delta_2 &= \frac{1}{EJ} (\int Mx_1 dx - \int Mx_2 dx) \\ &= \frac{1}{EJ} \left(\frac{30,5 + 19,0}{2} \cdot 2,1 \cdot 4,75 + \frac{19,0 \cdot \text{rd. } 2,5}{2} \cdot 3,95 \right) \\ &= \frac{341 \cdot 10^7 \text{ kg/cm}^2}{144 \cdot 10^9} = 1/4 \text{ mm.} \quad (\text{vgl. Abb. 35d}) \\ J &= 480\,000; \quad E = 300\,000. \end{aligned}$$

Es ist also ein außerordentlich kleiner Wert, der eine geringe Ungleichmäßigkeit der Erdpressung bedingen würde. Da außerdem aber die Elastizität der oberen Schichten (Klei und Darg) erheblich größer ist als die des Sandbodens, so wird durch diese geringe Durchsenkung jedenfalls keine Einspannung von größerer Bedeutung bewirkt; das Moment infolge der ungleichmäßigen Verteilung des Bodengegendruckes kann vernachlässigt werden.

Das Ergebnis unserer Näherungsrechnung ist damit folgendes:

Im Rückhaltpfahl tritt an der oberen Einspannungsstelle am Holm ein Moment = 5,3 tm und eine Zugkraft = rd. 15 t auf. Durch diese Kräfte ist der Rückhaltpfahl (26/26 cm) mit einem $J = 70\,000 \text{ cm}^4$ und vier Eiseneinlagen von je rd. 6 qcm bis zum äußersten beansprucht. Der Beton muß wahrscheinlich reißen.

In der Spundwand tritt in einem Doppelfelde (von 2,4 m Länge ein größtes Moment = rd. 30,5 tm (siehe Abb. 35d) in rd. 2,4 m Tiefe unter HW. und eine Druckkraft von rd. 15 t auf. Durch diese Kräfte ist das ganze Doppelfeld der Spundwand mit einem $J = 480\,000 \text{ cm}^4$ und je vier Eiseneinlagen zu je 5 qcm in jedem der beiden Pfähle (von 40/35 cm) bis zur Bruchgrenze überanstrengt. Es liegt die Gefahr vor, daß sowohl der Beton als auch die Eiseneinlagen reißen werden.

Der Umstand, daß bei dem ausgeführten Bauwerk sowohl einzelne Spundwandpfähle etwa 2,2 m unter HW. mit den dazwischen liegenden Spundbohlen gebrochen sind, wobei die Eiseneinlagen gerissen sind, und daß außerdem an der Verbindungsstelle zwischen Rückhaltpfahl und Holm nach dem Aufgraben Risse festgestellt sind, spricht für die Anwendbarkeit der hier angestellten Näherungsrechnung.

Literaturnachweis.

- Coulomb*, Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mém. de mathématique et de physique présentés à l'Acad. Royale des sciences par divers savants. T. VII. Année 1773. Paris 1776.
- Coulomb*, Théorie des machines simples. Paris 1821, S. 318.
- Rankine*, On the stability of loose earth. Phil. Transactions of the London Royal Soc. 1857. S. 9.
- Rankine*, A Manual of applied mechanics. Erste Auflage, London 1858.
- Rankine*, Handbuch der Bauingenieurkunst, nach der 12. Auflage des englischen Originalwerkes deutsch bearbeitet von Krenter. Wien 1880.
- C. Culmann*, Die graphische Statik, Abschnitt XIII, Theorie der Stütz- und Futtermauern. Zürich 1866.
- G. Rebhann*, Theorie des Erddrucks und der Futtermauern mit besonderer Rücksicht auf das Bauwesen. Wien 1871.
- E. Winkler*, Neue Theorie des Erddrucks nebst einer Geschichte der Theorie des Erddrucks und der hierüber angestellten Versuche. Wien 1872.
- O. Mohr*, Beiträge zur Theorie des Erddrucks. Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1871, S. 344 und 1872, S. 67 u. 245.
- J. J. Weyrauch*, Zur Theorie des Erddrucks. Zeitschrift für Baukunde, 1878, S. 193.
- E. Cramer*, Die Gleitfläche des Erddruckprismas und der Erddruck gegen geneigte Stützwände. Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1879, S. 521.
- Fr. Engeßer*, Geometrische Erddrucktheorie. Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1880, S. 189.
- J. J. Weyrauch*, Theorie des Erddrucks auf Grund der neueren Anschauungen. Allgemeine Bauzeitung, Wien 1881.
- E. Winkler*, Ueber Erddruck auf gebrochene und gekrümmte Wandflächen. Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin 1885.
- A. Francke*, Die inneren Kräfte eines durch Ebenen begrenzten Erdkörpers nebst Anwendung auf die Ermittlung des Druckes gegen Stütz- und Druckwände. Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1888.
- Fr. Engeßer*, Neuere Versuche über die Richtung und Größe des Erddrucks gegen Stützwände. Deutsche Bauzeitung, 1893, S. 325.
- F. Kötter*, Die Entwicklung der Lehre vom Erddruck. Jahresbericht der Deutschen Mathematiker-Vereinigung, II., 1893.
- M. Möller*, Erddrucktabellen. Leipzig 1902.
- F. Kötter*, Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaften. Berlin 1903.
- G. Mehrrens*, Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre, Bd. II, 1904, S. 9.
- Häselser*, Stütz- und Futtermauern. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Teil I, Bd. 2, Kapitel III. Leipzig 1905.
- O. Mohr*, Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik. Berlin 1905. Abhandlung VI. Graphostatische Darstellung der neuen Lehre vom Erddruck.

- L. Leygne*, Nouvelle recherches sur la poussée des terres et le profil de revêtement le plus économique. Annales des ponts et chaussées (6) X, 1885, II. S. 788.
- G. Lang*, Zur Bestimmung des Erddrucks auf Stützmauern nach Leygne. Rigaische Industriezeitung, 1888, Nr. 14.
- A. D. Donath*, Untersuchung über den Erddruck auf Stützwände. Zeitschrift für Bauwesen, 1891.
- V. J. Kurdjumoff*, Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden. Civilingenieur, 1892, S. 292.
- H. Engels*, Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Zeitschrift für Bauwesen, 1896.
- H. Müller-Breslau*, Erddruck auf Stützmauern. Stuttgart 1906.
- Ueber den Erddruck gegen Fangedämme. Engin. News, 1906, S. 170.
- L. Malevé*, Ueber den Erddruck gegen Stützmauern. Annales trav. Belgique, 1906, S. 283—305.
- Weyrauch, B. Safir*, Erddrucktrajektorien. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen, 1906, S. 533—536.
- Ueber Erddruck unter dem Grundwasserspiegel gegen Kaimauern. Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, 1906, S. 757 und De Ingenieur, 1906, S. 722 u. 723.
- Meem*, Ueber Erddruck und die Aussteifung von Baugruben und Tunneln. Amer. Soc. Civ. Engineers, Proceed, 1907, S. 599—621, 1000—1025 und 1117—1135. Engin. Record, 1907, S. 528.
- O. Mohr*, Eine neue Theorie des Erddrucks. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen, 1907, S. 441—454.
- Müller-Breslau, Kötter, Engeßer*, Untersuchung über den Erddruck auf Stützmauern mit gerader und gekrümmter Rückwand und die Erddrucktheorie. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen, 1908, S. 43—56, 56—58 u. 77—92.
- F. Kötter*, Ueber den Druck von Sand gegen Oeffnungsverschluß im horizontalen Boden kastenförmiger Gefäße. Sitzungsbericht der Kgl. preuß. Akademie der Wissenschaften, 1909, S. 493.
- Ehlers*, Beitrag zur statischen Berechnung von Spundwänden unter Berücksichtigung besonderer örtlicher Verhältnisse. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen, 1910, S. 1—20.
- M. Ritter, O. Mohr*, Theorie des Erddrucks auf Stützmauern. Schweizer. Bauzeitung, 1910, S. 197—199 sowie S. 315—316 u. 53—54.
- Ramisch*, Neue Versuche zur Bestimmung des Erddrucks. Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, 1911, S. 233—240 u. 423—425.
- Hofmann*, Erddrucktheorie. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen, 1911, S. 457—464.
- Gaber*, Die wirtschaftliche Höhe einer Futtermauer. Zeitschrift für Arch.- und Ing.-Wesen, Hannover 1912, S. 22—42.
- E. Elwitz*, Die Sicherheit von Mauern und verwandten Tragwerken gegen Erddruck, Wind- und Wasserdruck. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen, 1913, S. 5—58.
- F. Willheim, A. Leon*, Die Verteilung des Gebirgsdruckes und dessen Störungen durch den Bau tiefliegender Tunnel. Zeitschrift für Arch.- u. Ing.-Wesen, 1914, S. 191—200.
- J. Schultze*, Erddruck auf Winkelstützmauern. Zentralblatt der Bauverwaltung, 1916, S. 198—199.
- M. Buchwald*, Auflasten bei Erddruckermittlungen. Zentralblatt der Bauverwaltung, 1916, S. 563—567.

Einflußlinien statisch unbestimmter, elastisch gelagerter Tragwerke in allgemeiner, auch für veränderlichen Querschnitt geltender Behandlung. Von Dr.-Ing. Arnstein.

Mit 110 Textabbildungen. 1912.

geh. 6 M., geb. 7 M.

Beton-Kalender 1918. *Kriegsausgabe.* Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. Unter Mitwirkung hervorragender Fachmänner herausgegeben von der Zeitschrift „Beton u. Eisen“. XII. neubearbeiteter Jahrgang.

Mit 586 Textabbildungen. 1917.

kart. 4,50 M.

Statische Tabellen. Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen für Baukonstruktionen. Von F. Boerner, Ingenieur. Fünfte neubearbeitete Auflage.

Mit 399 Textabbildungen. 1915.

geb. 4,40 M.

Rahmenformeln. Gebrauchsfertige Formeln für einhäufige zweistielige, dreieckförmige und geschlossene Rahmen aus Eisen- oder Eisenbetonkonstruktion nebst Anhang mit Sonderfällen teilweise und ganz eingespannter Träger. Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Darmstadt.

Mit 338 Textabbildungen. 1914.

geh. 10 M., geb. 11 M.

Für jede in diesem Buche entdeckte falsche Formel oder Zahl erhält der erste Finder 10 Mark.

Das Verfahren der Einflußlinien. Nach Vorträgen. Von Th. Landsberg, Geheimer Baurat, Professor. Sechste neubearbeitete Auflage.

Mit 99 Textabbildungen. 1912.

geh. 5,20 M., geb. 6 M.

Hölzerne Brücken. Statische Berechnung und Bau der gebräuchlichsten Anordnungen. Von A. Laskus, Geheimer Regierungsrat.

Mit 303 Textabbildungen. 1918.

geh. 7,40 M., kart. 8 M.

Der Grundbau. Ein praktisches Handbuch. Von H. Lückemann, Professor. Zweite neubearbeitete Auflage.

Mit 252 Textabbildungen und 8 Tafeln. 1913.

geh. 6 M., geb. 7 M.

Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik.

Von Dr.-Ing. O. Mohr, Geheimer Regierungsrat, Professor.

Zweite neubearbeitete Auflage.

Mit 491 Textabbildungen. 1913.

geh. 18 M., geb. 19,50 M.

Eiserne Brücken. Ein Lehr- und Nachschlagebuch für Studierende und Konstrukteure. Von G. Schaper, Regierungs- und Baurat. Dritte neubearbeitete Auflage.

Mit 1854 Textabbildungen. 1914.

geh. 24 M., geb. 26 M.

Biegung, Schub und Scherung in Stäben von zusammengesetzten und mehrteiligen Querschnittsformen mit gleichen und wechselnden Trägheitsmomenten auf Grund der Zerlegung in ihre Einzelteile mit rechnerischen Untersuchungen an Beispielen und zeichnerischen Darstellungen. Von R. Sonntag, Regierungsbaumeister.

Mit 173 Textabbildungen und 11 Tafeln. 1909.

geh. 8 M., geb. 9 M.