

M
F
F
MITTEILUNGEN DER VERSUCHSANSTALT
FÜR WASSERBAU IM K. K. MINISTERIUM
FÜR ÖFFENTLICHE ARBEITEN ÜBER AUS-
GEFÜHRTE VERSUCHE.

3. FOLGE.

MIT 19 TEXTFIGUREN UND 3 TAFELN.

SONDERABDRUCK AUS DER „ALLGEMEINEN BAU-
ZEITUNG“, HEFT IV, 1917.



(32 317)

WIEN 1918.

IM SELBSTVERLAGE DES K. K. HYDROGRAPHISCHEN ZENTRALBUREAUS.
WALDHEIM-EBERLE A. G., WIEN, VII.

x
2287

644.80



III 17455

INHALT.

	Seite
Vorwort.....	3
Über die Standsicherheit durchlässiger, geschütteter Dämme..	5
I. Das Gleichgewicht durchlässiger, geschütteter Dämme ohne Berücksichtigung der Grundwasserbewegung.	6
II. Die Grundwasserbewegung in durchlässigen, geschüt- teten Dämmen.....	16
III. Folgerungen aus den experimentell-wissenschaftlichen Untersuchungsergebnissen für den praktischen Dammbau.....	28

Beilagen: Tafel 1 bis 3.

Vorwort.

Die geplante Ausgestaltung der Hochwasserschutzdämme an der Donau nächst Wien *) gab die Veranlassung, die Versuchsanstalt für Wasserbau im k. k. Ministerium für öffentliche Arbeiten mit der Durchführung von Versuchen über die Standesicherheit geschütteter Dämme mit besonderer Berücksichtigung der Durchsickerungsverhältnisse zu betrauen, welche Arbeiten im Juni 1915 begonnen **) und im Laufe des Jahres 1916 zu Ende geführt worden sind. Die Überbürdung der Anstalt mit anderen versuchstechnischen Arbeiten verhinderte eine sofortige Veröffentlichung der hierbei gewonnenen Ergebnisse, bis endlich die katastrophalen Ereignisse an den niederländischen Seedeichen ***) hervorgerufen durch die außergewöhnliche Sturmflut im Jänner 1916 und namentlich die noch in frischer Erinnerung stehende Dambruchkatastrophe an der Weißen Desse in Böhmen im September 1916, die Veranlassung zu einer zusammenfassenden Darstellung der gegenständlichen Untersuchungen in der nunmehr vorliegenden Form gaben.

In der Erwartung, daß diese »Mitteilungen« nicht allein zur Klärung der Frage über die Ursachen derartiger Ereignisse und

*) K. Reich: Ermittlung des Normalprofils für die Rekonstruktion des linksufrigen Hochwasserschutzdammes in der Wiener Donaustrecke; »Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst«, 1915, H. 17.

**) Siehe Vortrag von F. Schaffernak in der Vollversammlung des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines vom 15. Jänner 1916; »Zeitschrift d. ö. Ing.- u. Arch.-Ver.« 1916, Heft 26 u. 27.

***) A. v. Horn: Die Verstärkung des Deichschutzes an der Nordsee und in den Strommündungen; »Zentralblatt der Bauverwaltung«, 1916, Nr. 48 u. 104 und 1917, Nr. 3, sowie »De Ingenieur« 1916.

zur Gewinnung von Richtlinien für die Ausführung von Dammbauten im allgemeinen beitragen, sondern daß sie auch den Anstoß zu weiteren Forschungsarbeiten auf dem noch wenig der Theorie zugänglichen, aber vom wirtschaftlichen Standpunkte wichtigen Gebiete des Erddammbaues geben werden, sei diese Studie der Fachwelt zur Kenntnis gebracht.

Der niederösterreichischen Donauregulierungskommission, welche diese Versuche durch zeitweise Beistellung von Hilfskräften unterstützte, sei an dieser Stelle der Dank ausgesprochen.

Wien, im August 1917.

Der Vorstand des k. k. hydrographischen Zentralbureaus:
Siedek.

Über die Standsicherheit durchlässiger, geschütteter Dämme.

Von Ing. Dr. F. Schaffernak, Baurat im k. k. Ministerium für öffentliche Arbeiten.

Die Beurteilung der Standsicherheit geschütteter Dämme, die einer einseitigen Wasserlast ausgesetzt sind, worunter im weiteren Sinne des Wortes nicht nur die Hochwasserschutzdämme an Flüssen, sondern auch die Uferdämme an Kanälen, die Schutzdeiche an Meeresküsten und Strommündungen und in gewisser Hinsicht auch die Erddämme bei Staubeckenanlagen zu verstehen sind, bietet gegenüber der gleichen Aufgabe bei massiven Dammkörpern aus Stein, Beton oder Eisenbeton erhebliche Schwierigkeiten. Immerhin läßt sich aber aus vergleichenden Betrachtungen über das Kräftespiel in Gewichtstützmauern und Erddämmen, namentlich wenn die Voraussetzung einer vollständigen Abdichtung des geschütteten Stützkörpers gegen eindringendes Wasser erfüllt ist, auch bei Erddämmen ein ungefährtes Bild über die Kräfteverteilung gewinnen und dann auf dieser Vergleichsbasis in Verbindung mit Erfahrungswerten, nach dem heutigen Stande der Technik ein ebenso sicheres wie haltbares Bauwerk aus geschüttetem Materiale erstellen.

In der praktischen Bautätigkeit des Ingenieurs bietet aber der vorangeführte Fall, wo entweder mit Hilfe undurchlässiger Schutzstreifen oder durch Herstellung eines dichten Dammkörpers eine Durchsickerung hintanzuhalten versucht wird, eigentlich eine Ausnahme. Meistens obliegt ihm die Aufgabe, Dammbauten herzustellen, welche diese Vorkehrungen ganz oder teilweise entbehren, wie beispielsweise bei Hochwasserschutzdämmen oder Seedeichen, oder er ist in die Lage versetzt, Dammbauten, bei welchen infolge eines Baufehlers eine unzulässige Durchfeuchtung eingetreten ist, hinsichtlich ihrer Gefährdung wie auch Wiederherstellungsmöglichkeit zu beurteilen.

In krassem Widerspruche zur Wichtigkeit und Bedeutung dieser meist sehr verantwortungsvollen Aufgaben steht aber

noch gegenwärtig die zu ihrer Behandlung notwendige theoretische Erkenntnis. Mehr als in den übrigen Gebieten des Wasserbaues muß hier das Gefühl des Baumeisters in letzter Linie entscheiden und Übermaße der Baukörper und damit verbundene unnötige aber kostspielige Materialtransporte bei der Bauausführung sind die Folgen der in Vorsicht und oft auch Ängstlichkeit begründeten Unsicherheit.

Es lag nahe, dieses, rein theoretischen Erwägungen schwer zugängliche Problem im Versuchswege zu behandeln, um so schrittweisen Vordringen von einfachen zu verwickelteren Fällen und Anpassung der Theorie an die Versuchsergebnisse, dem vorschwebenden Endziel etwas näher zu kommen.

Läßt man die Bedingung der Wasserundurchlässigkeit des Dammkörpers fallen, so folgt, daß der Dammkörper nicht nur gewisse statische Funktionen zu erfüllen hat, sondern, daß er als Träger eines Grundwasserstromes auch den Gesetzen der Grundwasserbewegung unterworfen, also dynamischen Einwirkungen fließenden Wassers ausgesetzt ist. Es ergibt sich damit von selbst, die gegenständlichen Untersuchungen vorerst in zwei gesonderten Gruppen, von denen die erste das Gleichgewicht in einem lose geschütteten Dammkörper unter Berücksichtigung der Veränderung der Reibungsverhältnisse bei verschiedenen Sättigungsgraden mit ruhendem Porenwasser, die zweite die Grundwasserbewegung einschließlich den dynamischen Wirkungen des Grundwasserstromes behandelt, durchzuführen. In einem gesonderten dritten Abschnitt wird dann auf einige Nutzenwendungen, wie die bauliche Ausgestaltung lose geschütteter Dämme und die Vorkehrungen für den ständigen Überwachungsdienst an Erddamm Sperren, näher eingegangen.

I. Das Gleichgewicht durchlässiger, geschütteter Dämme ohne Berücksichtigung der Grundwasserbewegung.

Jeder Schüttungskörper^{*)}, der sich nur unter dem Einflusse des Eigengewichtes befindet (auf welchem also keine einseitige

^{*)} Ausdrücklich sei hervorgehoben, daß in der Folge, wenn nicht besonders bemerkt, unter »Schüttungskörper« immer ein lose geschütteter, also ohne künstliche Verdichtung hergestellter Erdkörper verstanden ist. Diese Annahme stellt für die Beurteilung der Standsicherheit immer den ungünstigsten Fall der Ausführung dar und gewähren demnach die nach den hieraus abgeleiteten Konstruktionsregeln erbauten Dämme die größte Sicherheit für ihren Bestand.

Wasserlast ruht), ist im Gleichgewichte, wenn die Böschungswinkel seiner Begrenzungsflächen gleich oder kleiner als die Gleichgewichtsböschung des Schüttmaterials sind. Dieses Axiom gibt ein Mittel an die Hand, um ohne Kenntnis der im Innern des Dammkörpers auftretenden Kräftwirkungen, auf dem Wege des reinen Versuches für den hier in Betracht gezogenen einfachsten Belastungsfall, die Gestalt stand-sicherer Dämme zu ermitteln. Trotzdem wird es sich aber empfehlen, neben solchen Untersuchungen, welche unmittelbar zur Bestimmung der dem praktischen Bedürfnisse erforderlichen Zahlenwerte führen, auch auf eine Kennzeichnung jener physikalischen Eigenschaften des Baumaterials, welche zu einer Erklärung seines inneren Zusammenhanges beitragen, näher einzugehen.

Vergegenwärtigt man sich einen Schüttungskörper, der aus lufttrockenem und vollkommen gleichartigem Materiale hergestellt ist, so ist ohne weiters einzusehen, daß die Zwischenräume (der Porenraum) in jeder Volumseinheit des Schüttmaterials den gleichen Wert — es werde in der Folge der Porenraum V_p in Prozenten μ des Schüttvolumens V_s , also

$$V_p = \frac{\mu}{100} V_s \quad (I)$$

ausgedrückt — besitzt.

Korngröße des Schüttmaterials	Feiner Well-sand mit humösen Bestandteilen	Staubfeiner Filtersand	Scharfkantiger Filtersand		
			1 mm	1.5 mm	2 mm
μ in Prozenten des Schüttvolumens ...	48.5	45.0	40.2	41.4	40.8
Korngröße des Schüttmaterials	Abgeflachter Donauschotter				
	4 mm	10 mm	16 mm	30 mm	50 mm
μ in Prozenten des Schüttvolumens ...	40.3	42.6	42.6	40.0	40.7

Untersucht man nun verschiedene Materialarten von je annähernd gleicher Korngröße*), so findet man, wie vorstehende Tabelle lehrt, daß, abgesehen von staubfeinen Schüttmaterialien, die Ziffer μ eine fast konstante Größe darstellt, wobei auch gleichzeitig festgestellt werden kann, daß die Form des Kornes sehr wenig die Größe von μ beeinflusst. Auch selbst gemischtes, geschüttetes Material, das naturgemäß des günstigeren Lagerungsverhältnisses des Einzelkornes wegen ein kleineres μ aufweisen muß, weicht nicht erheblich in der Größe des Porenraumes ab. So ergab ein zu gleichen Teilen aus Filtersand von 1, 1.5 und 2 mm Korngröße gemischtes Schüttmaterial, dem noch staubfeines Material beigemischt war, ein $\mu = 37.6$. Es läßt sich sonach ein »empirisches Gesetz vom Porenraum geschütteter Sandmaterialien« dahin aussprechen, daß lose geschüttete Sandkörper einen Porenraum enthalten, der ungefähr 40% des gesamten Schüttvolumens beträgt.

Besteht aber die vorangeführte Beziehung zu Recht, so folgt unmittelbar, daß für korngleiche Materialien von gleicher mineralogischer Beschaffenheit der einzelnen Bestandteile, das Einheitsgewicht des Schüttungskörpers eine konstante Größe darstellen muß. In der Tat ergaben diesbezügliche Untersuchungen mit dem Geschiebe des Donaufusses nächst Wien und zwar vom feinsten Wella bis zum 5 cm groben Schotter, das Einheitsgewicht von lose geschütteten Materialien gleicher Korngröße, wie nachstehende Tabelle zeigt, einen mittleren Festwert von rund 1580 kg/m³.

Korngröße des Schüttmaterials	Feiner Wella	4 mm	10 mm	16 mm	30 mm	50 mm
Einheitsgewicht pro m ³	1520	1555	1550	1560	1650	1660

Da Schüttkörper einen ganz bedeutenden Porenraum, 40% des Gesamtvolumens, beinhalten, so sind sie imstande, verhältnismäßig große Wassermassen in sich aufzuspeichern.

*) Die Korngröße ist durch die quadratische Maschenweite jenes Siebes, bei welchem das bezügliche Korn gerade noch zurückgehalten wird, bestimmt worden.

Benetzung oder gar Auffüllung des Schüttungskörpers mit Porenwasser müssen aber eine Änderung der Stabilitätsverhältnisse hervorrufen, die, wie nunmehr etwas näher ausgeführt werden soll, nicht nur vom Grade der Durchfeuchtung, sondern in erster Linie von der Größe des Einzelkornes, beziehungsweise Teilchens abhängig ist.

Wie bereits einleitend erwähnt, ist das Gleichgewicht eines geschütteten Dammkörpers mit der Kenntnis des Winkels der Gleichgewichtsböschung, φ definiert. Das Experiment zeigt, daß sich bei freier Schüttung, bei ein und demselben Materiale und gleicher Beschaffenheit, in jeder Schütthöhe die Gleichgewichtsböschung den gleichen Wert annimmt, man also berechtigt ist, aus Modellversuchen im kleinen Maßstabe auf die Größe dieser wichtigen Kennziffer des Materiales schließen zu dürfen. Auf diesen Satz stützen sich alle bisherigen Versuche hinsichtlich der Ermittlung des Winkels der Gleichgewichtsböschung. In den meisten Fällen geschah auch seine Bestimmung mit Hilfe der freien Schüttung. Handelte es sich aber um die Ermittlung dieses Winkels bei durchfeuchteten oder lagerhaften Materialien, so bediente man sich gewöhnlich unter Anlehnung an die Definition des Reibungskoeffizienten zwischen festen Körpern, nämlich

$$\text{Reibungsziffer} = \text{tg } \varphi,$$

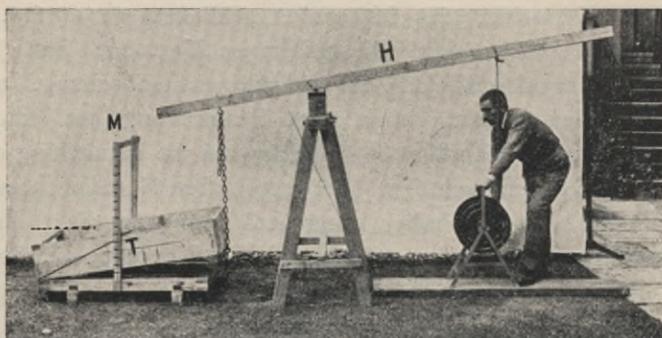
Vorrichtungen, welche aus der Größe der zum Abscheren des Materialkörpers nötigen Zugkraft und dem Gewichte des abgesicherten Materialteiles den $\text{tg } \varphi$ -Wert experimentell bestimmen ließen. Weil aber, wie erwähnt, diese Methode nur auf einen Analogieschluß mit den Reibungsverhältnissen fester, also nicht deformierbarer Körper beruht, lose Schüttmaterialien, namentlich wenn sie durchfeuchtet sind, sich ganz erheblich deformieren und daher die Zugkraft nie mit der Reibungskraft identisch sein kann *), müssen alle auf diesem Grundsätze aufgebauten Methoden unrichtige Werte liefern.

Bei den vorliegenden Arbeiten ging das Bestreben nun dahin, die Bestimmung von φ dadurch zuverlässiger zu gestalten, daß man die Untersuchungsmethode für die durchfeuchteten Materialien möglichst ähnlich jener für die freie Schüttung aus-

*) Mit der Zugkraft maß man gewöhnlich nur den passiven Erddruck, welcher der den abzuscherenden Materialkörper umschließende Rahmen auf das zu untersuchende Material ausübte.

bildete. Zu diesem Behufe ist, wie aus Textfigur 1 entnommen werden kann, das zu untersuchende Material in einem Troge T , der mit Hilfe eines Hebels H in beliebiger Neigung gestellt wird, eingebracht und schräg abgeglichen worden. Erschütterungsfreies und langsames Heben bis zum ersten Abrutschen der obersten Teilchen führten zur Kenntnis des Winkels der Gleichgewichtsböschung, φ , dessen Tangente an dem lotrechten Maßstabe M abzulesen war. Wohl darf nicht verhehlt werden, daß diese Methode noch immer eine geringe Fehlerquelle in sich birgt, weil die Lagerung der Materialteilchen bei freier Schüttung eine etwas andere als hier sein dürfte, doch kann diese hiedurch

Textfigur 1.



hervorgerufene Ungenauigkeit gewiß gegenüber den durch die Ungleichartigkeit des Materiales bedingten Fehlerquellen vernachlässigt werden.

Der geschilderte Untersuchungsvorgang ist zur Erlangung guter relativer Werte für alle Grade der Durchfeuchtung vom lufttrockenen bis zum gesättigten Zustande des Schüttmateriales beibehalten worden. Auch für den Zustand der vollständigen Auffüllung des Porenraumes mit Wasser hat er nicht versagt, nur mußte in diesem Falle der Schüttkörper in ein wasserdichtes Gefäß, das in dem neigbaren Troge eingestellt worden ist, eingebracht werden. Dabei wurde beim Beginne des Versuches zuerst das geschüttete Material wie zuvor schräg abgeglichen, dann mit Vermeidung jeder Zerstörung unter Wasser gesetzt und hierauf langsam die Hebevorrichtung betätigt.

Jeder Versuch ist auch grundsätzlich dreimal wiederholt worden und gibt die nebenstehende Tabelle I bereits die

gemittelten Werte für die Tangente der Gleichgewichts-
böschung an*).

Was das untersuchte Material betrifft, ist wieder Bagger-
gut aus der Donau nächst Wien, und zwar vom feinsten Well-
sande angefangen bis zum 5 cm großen Schotter, dann auch scharf-
kantiger Filtersand (reiner Quarzsand) von 1 mm bis 2 mm großem
Korne verwendet worden.

Tabelle I.

Schütt- material	Baggergut Donau						Filtersande			
	Feiner Wellsand	4 mm	10 mm	16 mm	30 mm	50 mm	1 mm	1.5 mm	2 mm	
Einheits- gewicht pro m ³	1520	1555	1550	1560	1650	1660	1524	1542	1564	
μ in Prozenten	48.5	40.3	42.6	42.4	40.0	40.7	40.2	41.4	40.8	
tgp-Werte bei einer Durchfeuchtung mit Porenwasser von des Schüttvolumens	0%	0.817	0.83	0.83	0.97	1.13	1.29	0.813	0.793	0.785
	1%	—	0.84	0.815	0.94	1.02*)	1.22*)	1.010	0.947	0.900
	3%	1.27	0.885	0.87	0.93	—	—	1.113	1.005	0.940
	5%	1.60	0.89	0.90	—	—	—	1.177	1.030	0.960
	7%	—	0.92	—	—	—	—	1.245	1.057	0.976
	10%	1.73	0.90	—	—	—	—	1.268	1.072	1.015
	12%	—	—	—	—	—	—	1.301	1.082	1.000
	15%	1.82	—	—	—	—	—	1.298	1.144	1.030
	20%	1.85	—	—	—	—	—	1.250	1.128	—
	22%	—	—	—	—	—	—	1.250	—	—
	25%	—	—	—	—	—	—	1.200	—	—
	30%	2.04	—	—	—	—	—	—	—	—
	37.5%	2.08	—	—	—	—	—	—	—	—
tgp-Werte bei vollständ. mit Porenwasser erfülltem Zu- stande**)	0.90	0.711	0.775	0.833	0.90	1.03	0.660	0.687	0.714	

*) Die beiden Materialien konnten nur mit Wasser genetzt werden.

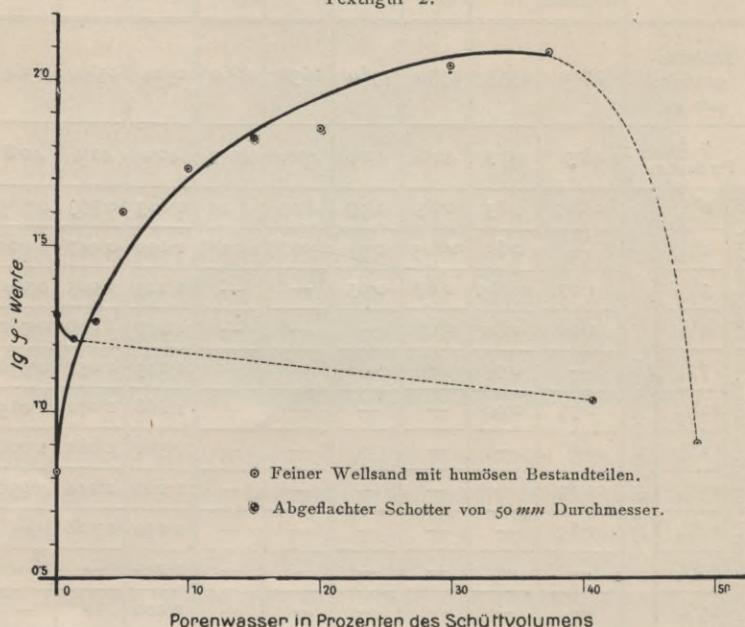
***) Bei diesen Versuchen ist der ganze Dammkörper beidseitig unter
Wasser gesetzt worden.

*) Die Unterschiede der Einzelwerte betragen im Maximum 10 %.

Zur Charakterisierung des Verhaltens von Schüttmaterialien bei wechselnder Durchfeuchtung seien die diesbezüglichen Ergebnisse für die beiden untersuchten extremen Fälle, nämlich für Wellsand und für Schotter von 5 cm Korngröße, näher beleuchtet.

Der mit vegetabilischen Bestandteilen vermengte Wellsand von 1520 kg Einheitsgewicht und 48·5 % Porenraum verlangt in lufttrockenem Zustande eine Gleichgewichtsböschung $\operatorname{tg} \varphi = 0\cdot817$. Mit zunehmendem Wassergehalte nimmt, wie man sich am besten in dem Diagramme Textfigur 2 überzeugen kann, der Tangentenwert zu und erreicht bei 37·5 % Porenwasser, — die Prozentangabe

Textfigur 2.



bezieht sich auf das gesamte Schüttvolumen, — seinen maximalen Wert mit 2·08. Mit diesem Wassergehalte von 37·5 % ist ein kritischer Zustand des Materiales, die Sättigungsgrenze erreicht, d. h. eine weitere Wasserzugabe verwandelt den Wellsand in eine breiartige Masse, die wie eine zähe Flüssigkeit auseinander fließt und sich einzuebnen sucht. Baulich gesprochen würden diese Ergebnisse besagen, daß der Damm aus Wellsand, der in trockenem Zustande mit einer Böschung 0·817 hergestellt worden ist, bei zunehmender Durchfeuchtung immer standsicherer wird, bis plötzlich bei einer Durchfeuchtung von ungefähr 37·5 % die

Standsicherheit auf Null herabsinkt und der Damm sich ohne sichtbare äußere Einwirkung deformiert*). Ab 37·5 % bis zur vollkommenen Füllung des Porenraumes, nämlich bis zu 48·5 %, konnten des erwähnten Umstandes halber keine weiteren Werte der Gleichgewichtsböschung ermittelt werden. Als isolierter Punkt ist jener anzusehen, welcher den Tangentenwert für Dämme unter Wasser, also in diesem Falle bei 48·5 % Wassergehalt, angibt. Für Wellsand ergab sich hierfür $\operatorname{tg} \varphi = 0\cdot90$, mithin nur um wenig größer als bei lufttrockenem Zustande des Materiales.

Ganz anders verhielt sich bei der gegenständlichen Untersuchung das Schottermateriale von 5 cm Korngröße. Im lufttrockenen Zustande betrug der Wert für $\operatorname{tg} \varphi = 1\cdot29$. Bei der geringen möglichen Wasserzugabe von 0·5 % — das Material konnte überhaupt nur genetzt werden, denn jede größere, versuchsweise zugeführte Wassermasse floß sofort ab, ohne natürlich die bei dem Welsande charakteristische Bildung einer breiartigen Masse zu bewirken — sank der Tangentenwert sofort auf 1·22 und erreichte einen noch geringeren Wert, nämlich 1·03 bei der vollständigen Unterwasserersetzung des Dammkörpers. Wieder auf das Gebiet des Dammbaues übertragen, würde dies besagen, daß ein aus größerem Schotter erstellter Damm mit zunehmendem Wassergehalte eine Verminderung seiner Standsicherheit erfährt.

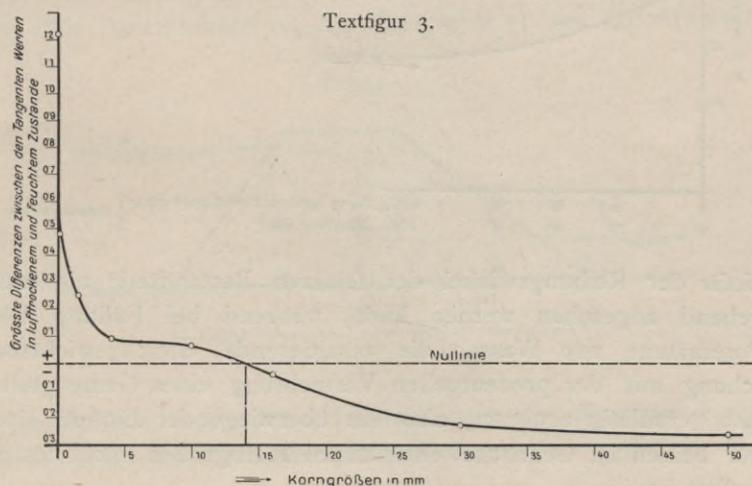
Diesen erwähnten extremen Fällen ordneten sich alle beobachteten Zwischenfälle der Korngrößen zwischen Welsand und 5 cm Schotter, wie die Tabelle I überschauen läßt, in ganz gesetzmäßiger Weise ein. Aus dieser Darstellung geht hervor, daß mit zunehmender Korngröße der Materialien der kritische Zustand der Sättigung, der sich bei staubfeinem Materiale in der Verflüssigung des Materiales, bei größerem Materiale im sofortigen Ausfließen des Porenwassers kennzeichnet, immer näher an den lufttrockenen Zustand heranrückt und daß sämtliche untersuchte Materialien unter Wasser, also bei vollständiger Auffüllung der

*) Eingeschaltet sei hier, daß auch tatsächlich in der Natur ein solcher krasser Fall beobachtet wurde. Ein aus staubfeinem Materiale geschütteter Damm in Ronheide bei Aachen floß eines Tages (1881) bei leerem Staubecken auseinander und ebnete sich so rasch ein, daß Landleute, die in der Nähe arbeiteten, sich kaum schnell genug flüchten konnten (nach Mitteilung von Prof. Ph. Föschheimer). Niederschlagswässer hatten offenbar die allmähliche Sättigung des Dammkörpers bewirkt und den oben besprochenen kritischen Zustand herbeigeführt.

Porenräume, mit Ausnahme des Wellsandes, eine kleinere Gleichgewichtsböschung zeigen als in lufttrockenem Zustande, und zwar beträgt die Verminderung des Tangentenwertes bei zunehmender Korngröße bis zu 23⁰/₀.

Aber noch eine andere, ganz charakteristische Erscheinung drängt sich dem aufmerksamen Beobachter auf, die mit den Reibungs- und Kohäsionsverhältnissen der Dammaterialien im Zusammenhang stehen muß. Überblickt man nämlich die Schaubilder auf Taf. Nr. 1, Fig. 1, so bemerkt man deutlich, daß von einer bestimmten Korngröße angefangen, nämlich dem 16 mm Kies, die vorher nach oben konvexe Form der Diagramme nunmehr konkav wird, also die Kräfte, welche den Zusammenhang der Schüttmaterialien bewirken, sich bei gewissen Materialien mit Wasserzugabe vergrößern, bei andern jedoch verringern. Worin liegt nun der Grund dieses eigenartigen Verhaltens? Die Erklärung hiefür ist in der Kapillarität beziehungsweise im Auftreten von Kohäsionskräften zwischen Porenwasser und dem Einzelkorn und weiters in der Veränderung der Materialreibung durch Wasserzugabe zu finden. Bei der losen Schüttung von vollkommen lufttrockenem Materiale bewirkt offenbar nur die Materialreibung, daß sich eine der Korngröße entsprechende Gleichgewichtsböschung der Begrenzungsflächen einstellt. Beginnt dann Wasser in die Porenräume einzudringen, so müssen sich bei feinen Schüttmaterialien, die naturgemäß wirkliche kapillare Hohlräume enthalten, mit steigender Wasserzugabe allmählich wachsende Kapillarkräfte entwickeln und damit einen festeren Zusammenhang der einzelnen Materialbestandteile hervorrufen. Bei staubfeinem Materiale ist diese Kapillarwirkung so stark, daß selbst im Zustande der Sättigung das Porenwasser zurückgehalten wird und sich ein scheinbar neuer Aggregatzustand, der Brei bildet, dessen innere Reibung beinahe auf den Wert Null herabsinkt. Bei feinem Materiale können dagegen nur bis zu einem gewissen Grade die kapillaren Kräfte gesteigert werden, weil bei weiterer Wasserzugabe die dem größeren Korne entsprechenden Hohlräume nicht mehr kapillar wirken und das Porenwasser ausfließt, wie das Experiment deutlich zeigt. Noch gröbere Materialien, wie Sand und Schotter, vermögen wegen ihrer großen Einzelhohlräume nur ganz geringe oder gar keine kapillaren Wirkungen hervorzurufen, dagegen überwiegt hier schon bedeutend die infolge Benetzung der Berührungsflächen

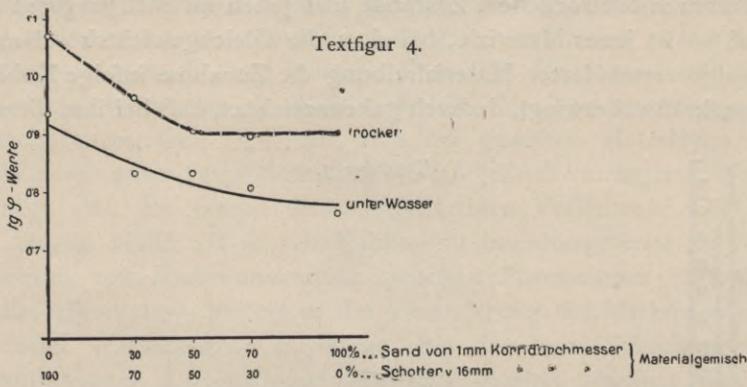
der einzelnen Körner bewirkte Verringerung der Materialreibung, so daß infolgedessen die Böschungswerte mit zunehmendem Wassergehalte vom lufttrockenen Zustande an gerechnet, abnehmen müssen. Von Interesse ist noch die Konstatierung, von welcher Korngröße ab die Kohäsionskräfte praktisch nicht mehr zur Geltung kommen. Trägt man sich in einem Achsensystem in der einen Richtung die Korngrößen des untersuchten Schüttmaterials, darauf senkrecht die Differenz zwischen den Tangentenwerten in lufttrockenem Zustande und jenen im Sättigungsgrade auf, so ist jenes Material, bei dem die Gleichgewichtsböschung infolge verminderter Materialreibung die Zunahme infolge Kohäsionskräfte überwiegt, dadurch gekennzeichnet, daß bei ihm dieser



Differenzwert zu Null werden muß. Wie aus Textfigur 3 ersichtlich, tritt dieser Zustand für ein Schüttmaterial, dessen Korngröße zwischen 1 und 1,5 *cm* liegt, ein.

Die bisherigen Darlegungen bezogen sich alle auf Materialien von einheitlicher Korngröße. Da in der Praxis jedoch gemischtes Schüttmaterial vorherrscht, seien noch jene Versuchsergebnisse, welche den Einfluß verschiedenartiger Mischungsverhältnisse auf die Größe der Gleichgewichtsböschung charakterisieren, angeführt. Um diesen Einfluß recht deutlich zum Ausdruck zu bringen, sind in dem untersuchten Gemische nur zwei Korngrößen, und zwar Sand von 1 *mm* und Schotter von 16 *mm* Korn gemengt worden. Die Ergebnisse führt das

Schaubild Textfigur 4, wo für verschiedene Mischungsverhältnisse dieser Materialgattungen in lufttrockenem und mit Wasser vollkommen aufgefülltem Zustande die sich einstellende Gleichgewichtsböschung aufgetragen worden ist, vor Augen. Es läßt sich hieraus der Schluß ziehen, daß im lufttrockenen Gemenge im allgemeinen das feinere Material in seiner Wirkung bezüglich der Bestimmung der Gleichgewichtsböschung vorherrscht und daß insbesondere bei Mischungen bis zu gleichen Teilen



hierfür der Reibungswinkel der feineren Bestandteile als maßgebend angesehen werden kann, während bei Füllung aller Porenräume mit Wasser die resultierende Gleichgewichtsböschung mit der prozentuellen Vermehrung eines Gemengteiles fast geradlinig zunimmt, also ein überwiegender Einfluß eines der beiden im Gemische enthaltenen Korngrößen nicht festzustellen ist.

Nach diesen pedologischen Untersuchungen des Materiales wird nunmehr auf die hydraulischen Gesetze der Grundwasserbewegung übergegangen.

II. Die Grundwasserbewegung in durchlässigen, geschütteten Dämmen.

Ein auf undurchlässigem Grunde, aus Sandmateriale von durchwegs gleicher Korngröße, möglichst gleichartig und lose geschütteter Dammkörper stellt wohl den elementarsten Untersuchungsfall für die Grundwasserbewegung dar. Führt man nun den Versuch derart aus, daß bei stets gleichbleibender Höhenlage des Unterwasserspiegels die Wasserspannung im Ober-

Porenräumen des keilförmigen Körpers $B C D$ zu überwinden, woraus aber unmittelbar folgt, daß bei geneigter luftseitiger Begrenzung des Dammkörpers, die Sickerlinie niemals in Unterwasserhöhe endigen kann, sondern immer über diesem Niveau, und zwar um ein mit der Größe des Druckverlustes in Beziehung stehendes Maß $(z_a - h)$ austreten muß.

Bedenkt man, daß bei angenähert wagrechter Bewegung des Grundwassers im Körper $B C D$ für jede solche wagrechte wasserführende Schichte (Textfigur 6) die Filtergeschwindigkeit gemäß Gl. (1) im Bereiche $z_a - h$,

$$u_1 = k \frac{z_a - \zeta}{\zeta} = k \operatorname{tg} \alpha, \quad (6)$$

dagegen im Bereiche h ,

$$u_2 = k \frac{z_a - h}{z_a - \zeta'} \operatorname{tg} \alpha \quad (7)$$

beträgt, so folgt unmittelbar für den gesamten Durchfluß im Durchflußquerschnitt $B D$

$$q = k (z_a - h) \operatorname{tg} \alpha + \int_{\zeta'=0}^{\zeta'=h} k \frac{z_a - h}{z_a - \zeta'} \operatorname{tg} \alpha d\zeta' \quad (8)$$

oder

$$q = k (z_a - h) \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \int_{\zeta'=0}^{\zeta'=h} \frac{d\zeta'}{z_a - \zeta'} \right]$$

und nach durchgeführter Integration

$$q = k (z_a - h) \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \log n \frac{z_a}{z_a - h} \right]. \quad (9)$$

Da aber der Voraussetzung gemäß im Durchflußquerschnitte $B D$ die Kontinuität des Grundwasserstromes aufrecht bleiben muß, folgt aus der Verbindung von Gl. (4) und (9)

$$k \frac{z_e^2 - z_a^2}{2l} = k (z_a - h) \operatorname{tg} \alpha \left[1 + \log n \frac{z_a}{z_a - h} \right]$$

oder

$$\frac{z_e^2 - z_a^2}{(z_a - h) \left(1 + \log n \frac{z_a}{z_a - h} \right)} = 2l \operatorname{tg} \alpha. \quad (10)$$

Andererseits liefert die Form des Dammes die Bedingungsgleichung

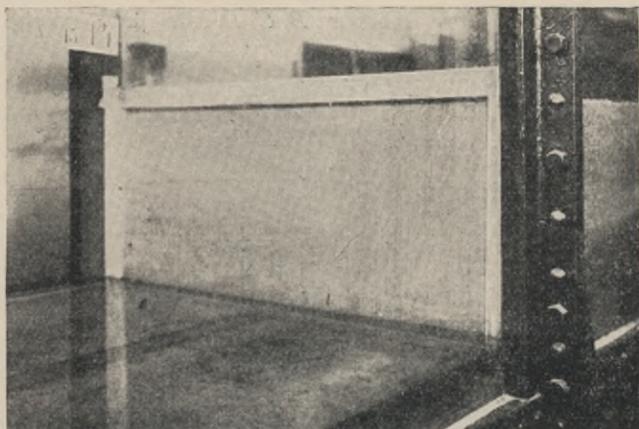
$$L = l + z_a \operatorname{ctg} \alpha + z_e \operatorname{ctg} \beta, \quad (11)$$

so daß schließlich mit Berücksichtigung von Gl. (10) und (11) die Bestimmungsgleichung für die Austrittshöhe z_a ,

$$\frac{z_e^2 - z_a^2}{(z_a - h) \left(1 + \log n \frac{z_a}{z_a - h} \right)} = \operatorname{tg} \alpha (L - z_a \operatorname{ctg} \alpha - z_e \operatorname{ctg} \beta) \quad (12)$$

lautet.

Textfigur 7.



Wird die binnenseitige Inundationstiefe h sehr klein, so vereinfacht sich Gl. (10) zu

$$\frac{z_e^2 - z_a^2}{z_a} = 2 l \operatorname{tg} \alpha \quad (13)$$

beziehungsweise Gl. (12) zu

$$\frac{z_e^2 - z_a^2}{z_a} = 2 \operatorname{tg} \alpha (L - z_a \operatorname{ctg} \alpha - z_e \operatorname{ctg} \beta), \quad (14)$$

aus welchen Ansätzen sich endlich

$$z_a = -l \operatorname{tg} \alpha + \sqrt{l^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + z_e^2} \quad (15)$$

oder

$$z_a = (L \operatorname{tg} \alpha - z_e \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta) - \sqrt{(L \operatorname{tg} \alpha - z_e \operatorname{tg} \alpha \operatorname{ctg} \beta)^2 - z_e^2} \quad (16)$$

ergibt. *)

Besonders bemerkt sei, daß die Gl. (12) und (16) ihre Gültigkeit nur für nicht zu große Werte von α , also schwach geneigtem luftseitigen Dammfuße behalten, weil nur für diesen Fall die Dupuit'sche Annahme über den Parallelismus der Stromlinien annähernd richtig bleibt.

*) Für diesen Sonderfall hat inzwischen auch F. K. Th. van Iterson in »Eenige theoretische beschouwingen over kwel« De Ingenieur; 1916, Nr. 33, eine Ableitung veröffentlicht.

Aus Gl. (15) geht aber hervor, daß bei vernachlässigbarer binnenseitiger Inundation und sehr kleinem Böschungswinkel α die Austrittshöhe z_a sich ihrer Größe nach der Eintrittshöhe z_e , dagegen für sehr große Dammbmessungen l dem Grenzwerte Null nähert und daß die Austrittshöhe z_a von der Durchlässigkeit k , also von der Beschaffenheit des in sich als gleichartig vorausgesetzten Materiales überhaupt unabhängig ist. Im übrigen ließ sich die ebenfalls aus der Grundgleichung (15) ergebende allgemeine Tatsache der Abhängigkeit der Austrittshöhe z_a von der Neigung der luftseitigen Böschung auch im Versuchswege einwandfrei nachweisen. Ein Blick auf die Textfiguren 7 und 8,

Textfigur 8.



wo ein diesbezüglicher Versuch für die weit auseinander liegenden Werte $\alpha = 90^\circ$ und $\alpha = 30^\circ$ wiedergegeben ist*), zeigt, daß bei vertikaler Begrenzung der Luftseite des Dammes eine meßbare freie Austrittshöhe ($z_a - h$) überhaupt nicht auftritt, während für die Böschung 1:2, bei sonst gleichen Verhältnissen wie zuvor, d. h. gleichem k , l und h , die freie Austrittshöhe ($z_a - h$) die Größe von 10 cm annehmen konnte.

Der Untersuchung des elementarsten Falles, durchlässiger trapezförmiger Damm auf undurchlässigem Untergrunde, folge nunmehr eine Betrachtung für den Fall, wo ein durchlässiger,

*) In der photographischen Wiedergabe ist nur die luftseitige Böschungsfäche des Dammes, welche zur Vermeidung von Spülvirkungen durch das austretende Sickerwasser mittels eines feinmaschigen Drahtnetzes abgedeckt worden ist, sichtbar.

ebenfalls trapezförmiger Damm auf einem Untergrunde von gleichem Materiale und Lagerung aufrucht, der also Verhältnisse darstellt, wie sie in der Natur zumeist auftreten werden. Hierbei ergibt sich aber im voraus die Notwendigkeit, weil jetzt die Grundwasserverhältnisse des binnenseitigen Grundwasserbeckens für den Verlauf der Durchsickerung mitbestimmend sein müssen, charakteristische Unterscheidungsmerkmale für letztere einzuführen.

Wie aus dem Folgenden hervorgeht, hat man sich im wesentlichen auf zwei grundsätzlich verschiedene Zustände dieser Grundwasserführung zu beschränken, und zwar:

- a) der Grundwasserstand findet im Binnenlande durch einen offenen Wasserlauf in einer gewissen Entfernung vom Dammkörper eine Fixierung in seiner Höhenlage und
- b) das binnenseitige Grundwasserbecken besitzt keinen oberirdischen Abfluß, d. h. der unter a) erwähnte offene Wasserlauf ist gewissermaßen in unendliche Entfernung gerückt.

Entspricht man den gestellten Bedingungen im Rahmen eines Modellversuches, wie es Taf. Nr. 2, Fig. 1 bis 6, zeigen, so ergibt sich unter der Voraussetzung, daß der Ausbildung der Grundwasserbewegung immer die genügende Zeit zur Erreichung des stationären Zustandes zur Verfügung steht, daß sich in beiden zuvor aufgezählten charakteristischen Fällen den Durchsickerungen eines auf undurchlässigem Grunde errichteten Dammes ähnliche Erscheinungen einstellen. Der Dammkörper einschließlich Untergrund und Binnenland sind zu einem gemeinsamen Grundwasserträger geworden, solange im Beispiele a) die geneigte Sickerlinie nicht die landseitige Damm-Ichse überschneidet oder im Beispiele b) der wagrechte Grundwasserspiegel tiefer als das Terrain des Binnenlandes liegt. Auf diese Grenzzustände folgen jedoch bei weiterer Hebung des Oberwasserspiegels verschiedenartige Formen der Durchsickerungen. Im Sonderfalle b) wird sofort eine auf das gesamte Binnenland sich erstreckende Inundation erzeugt, während bei a) das Sickerwasser nur in einem gewissen Bereiche landseits zutage tritt, dann wieder versickert und als Grundwasser dem offenen Wasserlaufe zuströmt. In beiden Beispielen läßt sich aber in Übereinstimmung mit den theoretischen und experimentellen Untersuchungen, wie sie im Elementarfalle durchgeführt worden sind, das Auftreten von freien Austrittshöhen beobachten. Eingeschlossen in dem Sonderfalle a) erscheinen auch die Vorgänge der Grundwasserbewegung in einem der mit

landseitigen Bermen ausgestatteten Dammkörper, eine Ausführungsart, wie sie besonders häufig bei höheren Hochwasserschutzdämmen gebräuchlich ist. Auch für den Dammkörper, der landseitig abgetreppt ist, kann auf die Durchsickerungsvorgänge mit Hinweis auf die Abbildungen auf Taf. Nr. 2 geschlossen werden, in dem man dort einerseits das Binnenland als landseitige Berme ansieht und andererseits sich den Vorgang des Wasseraustrittes in der Damm-Ichse ebenso oft wiederholt denkt, als Bermenstufen vorhanden sind.

Ohne auf eine rechnermäßige Ermittlung der Austrittshöhen näher einzugehen, kann aus den vorangegangenen Betrachtungen die allgemein gültige, für die später zu besprechende bautechnische Durchbildung von Dammprofilen wichtige Schlußfolgerung gezogen werden, daß die Sickerlinie in einem Damm von durchaus gleichem Schüttmaterial in einfachem trapezförmigen Querschnitte, bei nicht zu extrem großen Sickergefallen, für die praktische Anwendung genügend genau als gerade Verbindungslinie des Oberwassers mit dem Austrittspunkte *) anzusehen ist. Und weiter, daß jede Gestaltung der Dammoberfläche, welche eine Unterschneidung dieser Verbindungslinie hervorruft, die Stetigkeit der Sickerwasserbewegung aufhebt und das Zutagetreten von Porenwasser an der Anschnittstelle bewirkt.

Es drängt sich nun die Frage auf, inwieweit die vorstehenden Ergebnisse zur Erklärung von Vorgängen in der Natur verwendet werden können. Eine natürliche Grenze ist durch die vereinfachende Annahme einer durchwegs gleichen Durchlässigkeit k gezogen. Eine zweite Einschränkung, die in gewissen Fällen noch weit mehr die Anwendbarkeit der Ergebnisse der theoretisch-experimentellen Untersuchungen in Frage stellen könnte, liegt in der Voraussetzung eines stationären Zustandes in der Sickerwasserbewegung. Dieser Zustand wird namentlich bei Hochwasserschutzdämmen, wo häufige und verhältnismäßig rasch wechselnde Spiegeländerungen des Oberwassers vor sich gehen, in den seltensten Fällen eintreten. Der Sickerwasserzufluß wird bei steigendem Wasser größer, dagegen bei fallendem Wasser kleiner als der Abfluß sein und Sickerspiegel von verschiedensten konkaven und konvexen Formen werden sich als Zwischenstadien einstellen. Für die eingangs gestellte Aufgabe aber, sind

*) Die rechnerische Ermittlung für den Fall des undurchlässigen Untergrundes ist auf Seite 20 gegeben worden.

beide angeführten Beschränkungen von wenig Bedeutung, weil für sie immer nur die ungünstigsten Verhältnisse, die sich einerseits durch die größtmögliche Durchlässigkeit k , andererseits durch einen stationären Bewegungszustand des Sickerwassers charakterisieren, in Betracht kommen.

Aus diesem Grunde können sich auch die nunmehr folgenden Betrachtungen über die dynamischen Wirkungen des strömenden Grundwassers auf den einfachen Fall der stationären Strömung beschränken und ebenfalls alle daran anschließenden Folgerungen für den praktischen Dammbau darauf aufgebaut werden.

Jede Wasserbewegung, finde dieselbe in einem offenen Wasserlaufe, in einem weiten Rohre oder in einem kapillaren Porenraume statt, erzeugt Angriffskräfte auf die Wandungen seines Gerinnes. In offenen Wasserläufen hat sich für diese Kräfte die Bezeichnung Schleppkräfte eingebürgert, während für sie in Röhren oder Kapillaren die auch im Folgenden beibehaltene Bezeichnung Reibungskräfte gebräuchlich ist. Die Größe dieser Kräfte läßt sich bekanntermaßen bei freiem Spiegel, weil sie immer der in Richtung des Oberflächengefälles wirkenden Gewichtskomponente des Wasserprismas über der Grundfläche Eins gleich ist, aus der Gleichung

$$R = \gamma z \frac{dz}{dx}, \quad (17)$$

worin also R die Reibungskraft auf $1 m^2$ Sohlenfläche, γ das Einheitsgewicht der Flüssigkeit, z die tatsächliche Wassertiefe und $\frac{dz}{dx}$ das freie Spiegelgefälle darstellt, ermitteln. Auf die Grundwasserbewegung übertragen, wird R die gesamte in der Vertikalen z gleichmäßig verteilte Reibungskraft darstellen, wenn an Stelle von z jener Bruchteil μz tritt*), der den Anteil an der wahren Durchflußfläche der Breitereinheit der Vertikalen z angibt, also die Gl. (17) in

$$R_x = \gamma \mu z \frac{dz}{dx} \quad (18)$$

modifiziert wird. Weil aber andererseits nach Gl. (3)

$$\frac{dz}{dx} = \frac{q}{kz}$$

*) Es ist nach dem Satze von Delesse, »Annales des mines«; 4. Serie, Tome XIII (1848) die Verhältniszahl für Porenvolumen und Porenfläche gleich groß, daher erscheint in Gl. (18) dasselbe μ wie in Gl. (1).

ist, läßt sich die Reibungskraft R_x auch in der Form

$$R_x = \frac{\gamma \mu g}{k} \quad (19)$$

schreiben, womit ausgedrückt wird, daß in den einzelnen Durchflußvertikalen eines durchlässigen Dammes im Bereiche von A bis B (siehe Textfigur 5) die gesamte Reibungskraft in den einzelnen Durchflußvertikalen konstant bleibt, während

$$\frac{R_x}{z} = \frac{\gamma \mu g}{k} \cdot \frac{1}{z}, \quad (20)$$

die spezifische Reibungskraft, mit $\frac{1}{z}$ proportional zunimmt.

Diese scheinbar nebensächlichen Betrachtungen führen zu der nicht unwichtigen Erkenntnis, daß in einem lose geschütteten Damme, jede Volumseinheit des Dammkörpers von der Schwerkraft und, wenn sie in dem von Wasser durchzogenen Bereiche liegt, auch noch vom Auftriebe sowie von einer Reibungskraft, welche proportional zu $\frac{1}{z}$ ist, beeinflußt wird und daß daher in solchen Dämmen außer dem sogenannten »äußeren« Wasserdruck von der Wasserseite her noch diese, den Charakter von Massenkraft tragenden spezifischen Reibungskräfte auf den Umsturz des Bauwerkes hinwirken. *)

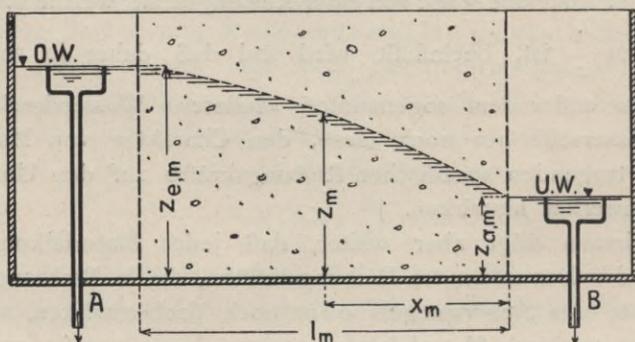
Hieraus folgt aber weiter, daß jedes Materialkorn im Innern des Dammkörpers Reibungskraften, die in Richtung der Tangente des Sickerspiegels oder noch flacher wirken, ausgesetzt ist, wodurch Materialumlagerungen hervorgerufen werden können. Namentlich wird sich dann eine Spülwirkung des Grundwasserstromes ausbilden, wenn die Porenräume der größeren stützenden Bestandteile, des sogenannten »Bodenskelettes«, nur zum Teile mit den feinen Bestandteilen des Dichtungsmaterials erfüllt sind.

Für die Praxis wird es von Wichtigkeit sein, jene spezifische Reibungskraft festzustellen, welcher ein bestimmtes Materialgemisch noch ausgesetzt werden darf, ohne daß derartige verderbenbringende Spülwirkungen befürchtet werden müssen. Hiezu bietet aber der Versuch die beste Handhabe. Bedenkt

*) In Wirklichkeit wird nur ein Teil des äußeren »Wasserdruckes« zur Wirksamkeit gelangen, da das Einzelkorn zum Teile vom Porenwasser umspült ist. Siehe hierüber auch P. Fillunger »Der Auftrieb in Talsperren«, Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst, 1913, Heft 31—34.

man, daß die spezifische Reibungskraft gemäß Gl. (20) bei ein und demselben Materialgemische immer proportional dem Werte $\frac{q}{z}$ ist, so läßt sich letzterer, wie im Folgenden näher erläutert werden soll, in einem Modelldamme, bei dem das Sickerspiegelgefälle derart eingestellt wird, daß diese Verhältniszahl jener des natürlichen Dammes gleichkommt, in einfacher Weise versuchstechnisch ermitteln. In einem, am besten mit durchsichtigen Seitenwänden versehenen Troge wird das zu untersuchende Materialgemisch zwischen zwei lotrecht gestellte feinmaschigen Sieben eingebracht (Textfigur 9) und mit Hilfe zweier nach der Höhe verstellbaren Überläufe A und B der Oberwasserspiegel (O. W.) bzw. der Unterwasserspiegel (U. W.) in jene Lage gebracht, bei der,

Textfigur 9.



wenn mit dem Zeiger m die Abmessungen im Modelle bezeichnet werden,

$$\frac{q_m}{z_m} = \frac{q}{z} \quad (21)$$

wird. Beschränken wir die Untersuchung für den ungünstigsten Fall, nämlich jenen, bei dem der Damm auf undurchlässigem Boden aufruft und eine merkbare binnenseitige Inundation nicht auftritt, also für $h = 0$, so müßte mit Benützung der Gl. (9) die Verhältniszahl $\frac{z_a}{q}$ für den Austrittsquerschnitt des Sickerwassers aus dem Dammkörper in der Natur (wo eben die größte spezifische Reibungskraft sich einstellt) den Wert

$$\frac{q}{z_a} = \frac{q_m}{z_{a,m}} = k \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (22)$$

annehmen. Weil aber anderseits nach Gl. (4) für den Modell-
damm die Durchlässigkeit zu

$$k = \frac{2 q_m l_m}{z_{e,m}^2 - z_{a,m}^2}$$

wird, folgt weiter

$$\frac{q_m}{z_{a,m}} = \frac{2 q_m l_m}{z_{e,m}^2 - z_{a,m}^2} \operatorname{tg} \alpha$$

oder

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{z_{e,m}^2 - z_{a,m}^2}{2 z_{a,m} l_m} \quad (23)$$

Zeigt sich demnach im Modellversuche, daß bei $\frac{z_{e,m}^2 - z_{a,m}^2}{2 z_{a,m} l_m} \geq \operatorname{tg} \alpha$,
wenn α den luftseitigen Böschungswinkel des auszuführenden
Dammes darstellt, eine Trübung des durchgesickerten Wassers
nach Ablauf eines länger andauernden Übergangszustandes
nicht eintritt, so kann das untersuchte Material für den gedachten
Zweck, d. h. wenn der Damm mit einer luftseitigen Böschungs-
neigung $\overline{\alpha}$ ausgeführt wird, im übrigen aber eine beliebige
Stärke l besitzt — soweit seine Beständigkeit gegen Ausspülung
in Betracht kommt — als geeignet angesehen werden.

Mit den vorbesprochenen Spülwirkungen sind jedoch die
durch die Grundwasserbewegung hervorgerufenen Wirkungen
noch nicht erschöpft. Die Gefahr für die Standsicherheit eines
Dammkörpers kann unter Umständen noch weiter erhöht werden,
wenn die Sickerwässer an der luftseitigen Böschungsfläche zu
Tage treten. Denn während im Innern des Dammes dem Ab-
transporte des geschütteten Materiales erhebliche Widerstände
infolge der Materialüberlagerung entgegengesetzt werden, vermag
an der Dammoberfläche die jeweilig oberste Kornschichte nur
einen verhältnismäßig geringen Widerstand wegen ihrer freien
Lagerung und, wie schon im I. Abschnitte näher erläutert wor-
den ist, infolge verringerter Materialreibung zu bieten. Dem klein-
sten Widerstande stellt sich aber eine vermehrte Angriffskraft
gegenüber, da zu den an dieser Stelle größten spezifischen
Reibungskräften die noch erheblich größeren Schleppekkräfte, die
das unter dem bedeutenden Gefälle (Böschungsneigung α) frei
herabrieselnde Sickerwasser erlangt, hinzutreten. Der Material-
abtrag (Erosion) muß also an der luftseitigen Böschungsfläche
beginnen und umso heftiger vor sich gehen, je steiler ihr
Neigungswinkel ist. In der Tat tritt dieser theoretisch zu er-

wartende Vorgang im Modelle und, wie man sich auch überzeugen kann, in der Natur ein. Taf. Nr. 3, Fig. 1—4, läßt die allmählich fortschreitende Schwächung eines Dammkörpers an einem Modelldamme aus Materiale gleicher Korngröße gut überblicken. Dabei war die luftseitige Böschung genau gleich der natürlichen Böschung des Sandmateriales gewählt, woraus sich die in den Abbildungen ersichtliche exakte Parallelverschiebung der luftseitigen Böschungsfäche erklärt.

III. Folgerungen aus den experimentell-wissenschaftlichen Untersuchungsergebnissen für den praktischen Dammbau.

A. Lose geschüttete Dämme.

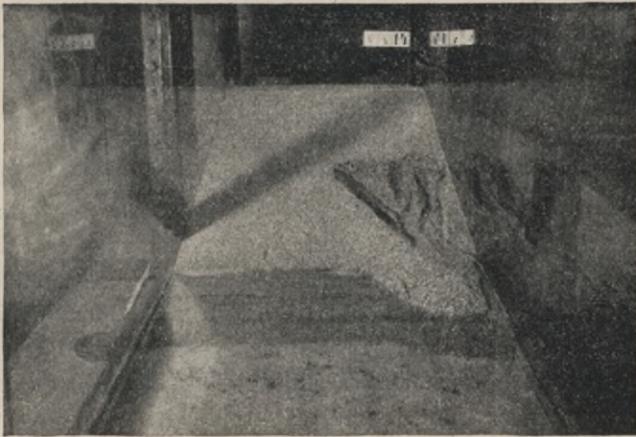
Faßt man die bisher gewonnenen Ergebnisse der theoretischen Betrachtungen wie der experimentellen Untersuchungen kurz zusammen, so gelangt man zu folgenden, für lose geschüttete Dämme gültigen allgemeinen Leitsätzen:

- a) das Gleichgewicht eines aus trockenem Materiale geschütteten Dammes kann infolge zunehmender Durchfeuchtung, hervorgerufen durch Niederschlags- oder Sickerwässer, ohne Rücksicht auf etwa durch den Wasserdruck auftretende Schubkräfte, gestört werden. Die größte Gefahr weisen in dieser Beziehung Dämme aus überwiegend feinporigen Bestandteilen (Lehm und Letten) bestehenden Schüttmaterialien auf, weil letztere sich durch Wasserzusatz in zähflüssigen Brei verwandeln, welcher sich einzuebnen sucht;
- b) durchlässige Dämme, welche einer einseitigen Wasserlast ausgesetzt sind, werden vom Sickerwasser durchzogen, dessen Spiegellinie im Niveau des Oberwassers beginnt und in einem Punkte der luftseitigen Böschung, der höher als der Binnenwasserspiegel bzw. als das Binnenland liegt, endigt. Zu der unter a) angeführten Gleichgewichtsstörung können infolge der Sickerwasserströmung noch weitere ungünstige Einwirkungen, wie Ausspülungen im Innern und Erosion an der luftseitigen Böschungsfäche des Dammkörpers, treten.

Die Folgerungen, welche sich für die konstruktive Durchführung von Dammobjekten ergeben, werden sich hienach einerseits auf die Art und die Zusammensetzung des zu verwendenden Materiales, anderseits auf die Formgebung des Dammkörpers selbst erstrecken müssen.

Was das Schüttmaterialie betrifft, kann nach der im Abschnitte I und II gegebenen Erläuterung eine Klassifizierung hinsichtlich seiner Verwendung als Dammbaumaterialie in reines grobkörniges Steinmaterialie und in gemischtes, teils aus größeren stützenden Bestandteilen, dem sogenannten »Bodenskelette«, teils aus staubfeinen, abschlämbbaren Bestandteilen, dem sogenannten »Dichtungsmittel«, zusammengesetztes Material erfolgen. Jede der beiden Gattungen von Schüttmaterialien werden, um hinreichende Sicherheit für den Bestand des Bauwerkes gewähr-

Textfigur 10.



leisten zu können, andere Maßregeln in der Herstellungsweise verlangen.

Reines Schotter- oder Bruchsteinmaterialie ohne wesentliche Beimischung von feinen Bestandteilen wird bei Herstellung von Hochwasserschutzdämmen wohl in den seltensten Fällen in Verwendung kommen, da die hohe Durchlässigkeit einen großen Wasserverlust, der mit einer Versumpfung des Binnenlandes verbunden sein kann, hervorruft und dessen Verhinderung unbedingt eine sicher wirkende Abdichtung des Dammkörpers gegen eindringendes Stauwasser verlangt. Künstliche Kompriemierung solcher geschütteter Materialien allein lassen, wie das Experiment und die Erfahrung lehrt, keine wesentliche Verringerung des Porenraumes erwarten und würden überdies nur die mit loser Schüttung erreichte gleichmäßige Verteilung der Hohlräume stören und damit infolge partial auftretender Durch-

sickerungen, wie Textfigur 10 *) zeigt, den Bestand des Dammes gefährden können. Daß sich aber mit Hilfe von Dichtungsmitteln (Lehmmantel oder Kern, Blechhaut u. s. w.) auch aus diesem grobporigen Materiale standsichere Dämme erstellen lassen, zeigen die Ausführungen von Staudämmen an Staubeckenanlagen und sei in dieser Hinsicht namentlich an amerikanische Bauausführungen (dort Rock-Fill-Dämme genannt), wie der Escondidodamm in Kalifornien, die Otay-Creek- und East Canon-Sperre u. s. w. **) verwiesen.

Für die in erster Linie ins Auge gefaßten Hochwasserschutzdämme können aber so kostspielige Bauweisen wohl kaum in Betracht kommen. Aus diesem Grunde ist das gemischte Materiale der geeignetste Baustoff, der, wie nunmehr gezeigt werden soll, allein durch entsprechende Materialsortierung und -auftrag den gestellten Bedingungen genügen kann.

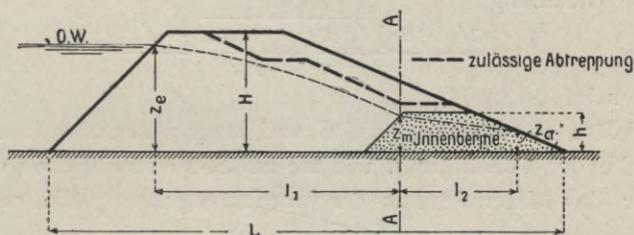
Bei Verwendung von gemischten Schüttmaterialien kann, wie die vorbesprochenen Versuche dargetan haben, in zweifacher Weise eine Gefährdung der Stabilität des Dammkörpers hervorgerufen werden. Entweder können bei vorwiegend grobkörnigem Gemische die Sickerwässer zu einer Ausspülung der feinen Bestandteile führen oder es tritt, was noch häufiger zu Katastrophen geführt hat, bei Schüttmaterialien, wo der staubfeine Gemengteil vorherrscht, eine vollständige Durchweichung des Dammkörpers und damit die Bildung des wenig inneren Widerstand bietenden Breies ein. Die Beseitigung dieser Übelstände lassen sich ebenso wie bei reinem Schottermaterialie durch eigene Abdichtungsschichten bzw., wenn genügende Mengen von staubfeinem Materiale — das Dichtungsmittel müßte nach dem Gesetze über die Größe des Porenvolumens mindestens 40% des Schüttvolumens betragen — vorhanden wären, durch künstliche Verdichtung (Stößelung, Walzung,) herbeiführen, Ausführungsarten, wie sie, bei Talsperrenanlagen die Bezeichnung »englische« bzw. »französische« Bauweise tragend, mit Vorteil verwendet werden. Bei Flußdeichen und Seedämmen aber, wo geringe Durchsickerungen, sofern sie den Bestand des Bauwerkes nicht

*) Bei diesem Versuche ist möglichst gleichartiges Sandmateriale schwach komprimiert worden. Im Bilde ist dem Beschauer die luftseitige Böschungsfäche zugekehrt, wo ein in seiner Wirkung sich fortwährend verstärkender Wasseraustritt die wulstartige Anschwellung des Sandmateriales verursacht hat.

**) Nach Schuyler: Reservoirs, »Ann. Rep. U. S. Geolog., Survey.

gefährden, zulässig sind, läßt sich in einfacher Weise die nötige Standsicherheit erreichen. Hält man sich vor Augen, daß sich die Gefahr für den Damm beseitigen läßt, wenn man einerseits die Spülwirkung der Sickerwässer, andererseits das Auseinanderfließen der sich bildenden breiartigen Masse verhindert, so können hieraus die Grundsätze für eine vorteilhafte Gestaltung des Dammquerprofiles gewonnen werden. Der ersten Bedingung wird am besten entsprochen, wenn die zufließende Sickerwassermenge möglichst verringert wird, also feinporige Materialien an der Wasserseite geschüttet werden, während der zweiten Bedingung durch den Auftrag grobporiger Schüttmaterialien an der Luftseite in Form einer »Innenberme« (Textfigur 11) am besten Genüge geleistet werden kann. In der praktischen Ausführung wird man naturgemäß eine so strenge Trennung nach Korn-

Textfigur 11.



größe nicht einhalten, denn sie wäre nicht nur zwecklos, sondern sogar schädlich, weil hiedurch an den Zusammenstoßstellen von Materialien stark verschiedener Körnung leicht gefahrdrohende Auswaschungen entstehen könnten. Um in dieser Hinsicht volle Sicherheit zu schaffen, wird sich die Anwendung des Versuches empfehlen. Bei Benützung der auf S. 24 u. f. gegebenen theoretischen Grundlagen ist man in der Lage, mit Hilfe von Modellversuchen die Spülwirkung von Sickerwässern in den zur Verfügung stehenden Schüttmaterialien zu untersuchen bzw. auf Grund des Experimentes die richtige Lagerung des Materialgemisches zu ermitteln. Diese Versuche setzen natürlich neben der Materialkunde schon die Kenntnis der Form und der Ausmaße des zu erbauenden Objektes voraus. Um letztere bestimmen zu können, muß nochmals auf die Ausführungen im II. Abschnitt dieser Abhandlung verwiesen werden.

Setzt man bei dem ungünstigsten Fall, wo der Damm auf undurchlässigem Untergrunde aufruhet, voraus, daß die Innen-

berme aus gleichartigem Materiale von der Durchlässigkeit k_2 , der übrige Dammkörper aus ebenfalls in sich gleichem Materiale von der mittleren Durchlässigkeit k_1 bestünde, so läßt sich durch sinngemäße Verwendung der Gl. (4) und (15) der Verlauf der Sickerlinie in dem nunmehr geteilten Dammkörper wie folgt festlegen:

Im Durchflußquerschnitt AA muß, da die Kontinuität des Grundwasserstromes aufrecht bleibt, Zu- und Abfluß einander gleich sein, d. h. es muß nach Gl. (4) mit Verwendung der neuen Bezeichnungen (Textfigur 11) die Beziehung

$$\frac{z_c^2 - z_m^2}{2l_1} k_1 = \frac{z_m^2 - z_a^2}{2l_2} k_2 \quad (24)$$

bestehen und weil nach Gl. (15) bei vernachlässigbarer binnenseitiger Inundation

$$z_a = -l_2 \operatorname{tg} \alpha + \sqrt{l_2^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + z_m^2}$$

ist, die Gleichung

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{2l_1 \operatorname{tg} \alpha \left[\sqrt{l_2^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + z_m^2} - l_2 \operatorname{tg} \alpha \right]}{z_c^2 - z_m^2} \quad (25)$$

erfüllt sein.

Wäre dann weiters auf Grund einer Materialuntersuchung mit Hilfe der Vorrichtung, wie sie auf S. 26 beschrieben worden ist, für das Materiale mit der Durchlässigkeit k_1 die zulässige spezifische Reibungskraft mit $\Psi = \frac{q_m}{z_{a,m}}$ bestimmt worden *), so

ergibt sich, weil $\frac{q}{z_m}$ im natürlichen Dammprofile höchstens dem

$\frac{q_m}{z_{a,m}} = \Psi$ im Versuchstroge gleich sein darf, mit Benutzung der

Gl. (4) und sinngemäßer Bezeichnung aus Textfigur 11

$$\frac{q_m}{z_m} = \frac{k_1 (z_c^2 - z_m^2)}{2l_1 z_m}$$

und sonach

$$\Psi = \frac{k_1 (z_c^2 - z_m^2)}{2l_1 z_m} \quad (26)$$

Aus Gl. (25) und (26) läßt sich dann bei bekanntem k_1 , k_2 , α , z_c und einer aus praktischen Gründen sich ergebenden An-

*) Jedes $\Psi = \frac{q_m}{z_{a,m}}$, bei dem keine Ausspülung der feinen Gemengteile, also keine Trübung des durchsickernden Wassers erfolgt, ist als zulässig zu bezeichnen. Die Bestimmung von Ψ wird durch Messung der hierbei auftretenden Sickermenge q_m und der sich einstellenden Benetzungstiefe im Ausflußquerschnitte $z_{a,m}$ des Versuchsdammes zu erfolgen haben.

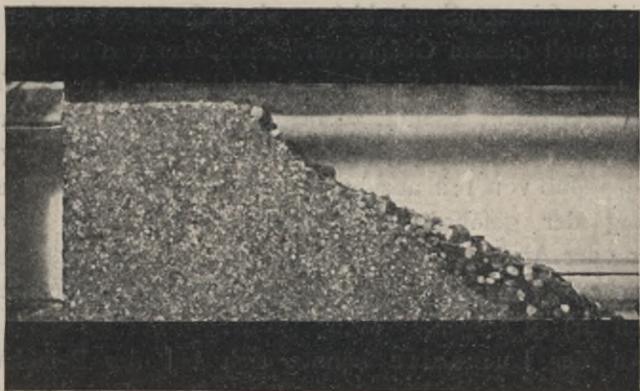
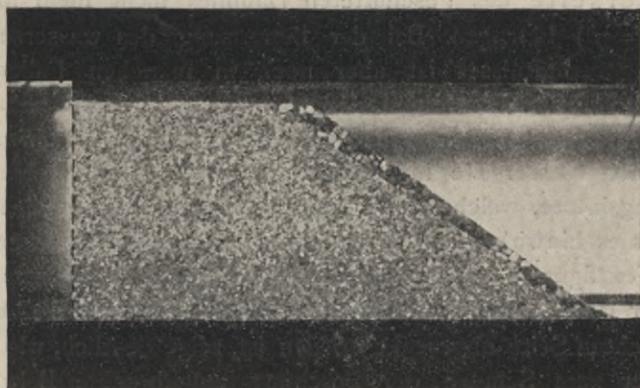
nahme für eine der drei veränderlichen l_1 , l_2 und z_m , die beiden anderen unbekanntes Größen ermitteln.

Wird hierauf die Höhe der Innenberme

$$h > z_m$$

gewählt und der Neigungswinkel β der wasserseitigen Böschung

Textfigur 12.



entsprechend angenommen, so kann der so ausgeführte Damm als standsicher angesehen werden.

Es erübrigt noch auf die, die Formgebung des Dammkörpers maßgebenden Bestimmungsstücke α und β sowie auf die bauliche Ausgestaltung der beiden Böschungsflächen etwas näher einzugehen.

Die Porenräume der Materialien der wasserseitigen Böschung sind einer vollständigen Auffüllung mit Sickerwasser aus-

gesetzt, diese Materialien dürfen daher höchstens unter jenem Böschungswinkel gelagert werden, der diesem Sättigungsgrade entspricht. Setzt man die für diesen Fall ungünstigste, nämlich die lose Schüttung voraus und vernachlässigt man die Festigkeit, die etwa eine zum Schutze gegen die Wirkung des fließenden Wassers aufgesetzte Bruch- oder Kiessteinabdeckung verleiht, so darf gemäß der Versuche der Böschungswinkel an der Wasserseite des geschütteten Dammes nicht mehr als 30^0 ($\sin \beta = \frac{1}{2}$) betragen. Bei der Bemessung des wasserseitigen Neigungsverhältnisses ist aber noch in manchen Fällen der Umstand zu berücksichtigen, daß sehr rasche Spiegelabsenkungen im Oberwassergebiete ein heftiges Abströmen des Porenwassers nach der Wasserseite hin hervorrufen und damit bedeutende Reibungskräfte, welche auf das Abschieben des durchflossenen Materiales hinwirken, auslösen können. Ein diesbezüglicher Versuch Textfigur 12, wo zuerst der Versuchsdamm beiderseits unter Wasser gesetzt und dann so rasch als möglich das Wasser auf der rechten Seite abgesenkt worden ist, zeigt deutlich, wie nicht nur der zum Schutze der Böschung aufgebrauchte Belag aus größeren Kieselsteinen, sondern auch die unmittelbar darunter befindlichen feineren Sandschichten abgeschwemmt worden sind. Um also auch diesem Gefahrenmomente, das weniger bei Flußdämmen, wohl aber bei Seedeichen und Dämmen an Schiffahrtskanälen in Betracht kommt, zu begegnen, wird es sich empfehlen, in solchen Sonderfällen die wasserseitige Böschung weit unter das Maß von 1:2 anzulegen oder für eine künstliche Versicherung der gefährdeten Wasserseite (in Mörtel verlegtes Pflaster oder Abdeckung in Beton, wobei hauptsächlich auf eine verlässliche Versicherung des Dammfußes das größte Gewicht zu legen ist) zu sorgen.

An der Luftseite könnte sich bei der Beibehaltung der aus grobporigem Materiale hergestellten Innenberme der Böschungswinkel α , wie die Versuche lehren, wohl etwas größer als an der Wasserseite ausführen lassen, doch soll aus Sicherheitsgründen die praktische Regel, die luftseitige Böschung bei geschütteten Dämmen nicht steiler als mit 30^0 Neigung ($\sin \alpha = \frac{1}{2}$) anzulegen, künftig als Richtschnur dienen.

Die Luftseite des Dammkörpers könnte aber auch zwecks Materialersparnis in Treppenform ausgeführt werden, wobei naturgemäß die Neigung der Stufen das Maß von $\sin \alpha = \frac{1}{2}$ nicht

überschreiten dürfte. Die Formgebung des zuerst trapezförmig gedachten Profiles müßte dabei grundsätzlich so erfolgen, daß die theoretisch ermittelte Sickerlinie keinesfalls angeschnitten wird. (Textfigur 11. — Siehe auch die Bemerkung auf S. 23.) Außenbermen, welche namentlich der letzten Bedingung nicht genügen, und dies ist bei zahlreichen bestehenden Dammbauten der Fall, sind unbedingt zu vermeiden. Solche Bermen gereichen dem Dammobjekte nicht zum Schutze, sondern zum Schaden, weil sie die so gefährlichen Durchweichungen und vom austretenden Sickerwasser leicht erodierbaren Stellen (die Abbildungen auf Taf. Nr. 2 zeigen deutlich diese schädlichen Wirkungen) der Dammkrone, dem Orte kleinsten Widerstandes, näherrücken.

Es wäre nun noch die Frage zu beantworten ob die, nach den zuvor entwickelten Grundsätzen gewonnenen Dammformen auch bei gespanntem Oberwasser widerstehen. Bisher ist nur nachgewiesen worden, daß die neue Querprofilstype hinsichtlich der Sickerwasserführung und der Materialzusammensetzung, und zwar ohne Einwirkung äußerer Kräfte, als standsicher gelten kann.

Wie die eingehenden Betrachtungen auf S. 24 u. f. ergeben haben, können bei einem durchlässigen Damme die vom abfließenden Sickerwasser erzeugten Reibungskräfte, welche gemäß Gl. (18) an der Stelle x , $R_x = \mu \gamma z \frac{dz}{dx}$ betragen, also auf den Dammkörper von der Länge Eins angenähert die Größe

$$R = \int_{z=z_e}^{z=z_a} \mu \gamma z \frac{dz}{dx} dx = \mu \gamma \int_{z=z_e}^{z=z_a} z dz = \mu \gamma \frac{z_e^2 - z_a^2}{2} \quad (27)$$

annehmen, auftreten.

Da in dieser Gleichung R seinen maximalen Wert für $z_a = 0$ und unter Berücksichtigung, daß $\mu = 0.4$ gesetzt werden kann, mit

$$R_{max} = 0.4 \frac{\gamma z_e^2}{2} \quad (28)$$

erreicht, so folgt hieraus, daß die auf das Abschieben hinwirkenden, über den ganzen Dammquerschnitt verteilten Reibungskräfte in dem angenommenen, allerdings nur ideellen Falle, einen Bruchteil, nämlich das 0.4 fache der horizontalen Komponente $\frac{\gamma z_e^2}{2}$ des Wasserdruckes ausmachen. Für die Berechnung

der Dammmessungen ist es ein Gebot der Sicherheit, die ungünstigsten Annahmen beizubehalten. Demnach wäre ein Damm-

körper von der Querschnittsform eines gleichschenkeligen Dreiecks mit der Basislänge L und der Höhe H , der aus einem Materiale vom Einheitsgewichte $\gamma_m = 1.6 \text{ t/m}^3$ geschüttet ist und bei dem die Reibungsziffer des Schüttungs- und Grundmaterialies $\text{tg } \varphi = 1/2$ beträgt, auf seine Standsicherheit gegen Verschiebung in jeder horizontalen Ebene sowie auf seiner Unterlage zu prüfen. Hierbei sind zwei extreme Fälle getrennt zu untersuchen.

a) Der Dammkörper, der bis zur Krone angestaut ist, wäre gegen eindringendes Stauwasser durch Dichtungslagen geschützt; dann besteht Gleichgewicht, wenn

$$\left[\frac{H L}{2} \gamma_m + \frac{H L}{4} \gamma \right] \text{tg } \varphi \geq \frac{\gamma H^2}{2}$$

oder nach Einsetzung der speziellen Werte,

$$\frac{H L}{2} \left[1.6 + \frac{1.0}{2} \right] \frac{1}{2} \geq \frac{H^2}{2},$$

bezw. wenn

$$\frac{H}{L} \leq 1.01$$

ist.

b) Der Dammkörper ist vollkommen vom Sickerwasser durchsättigt; dann besteht unter der Voraussetzung, daß die Reibungskraft $\frac{0.4 \gamma H^2}{2}$ horizontal wirkt und der äußere horizontale Wasserdruck entsprechend der Porositätsziffer $\mu = 0.4$, auf $\frac{0.6 \gamma H^2}{2}$ herabsinkt, Gleichgewicht gegen Verschieben, wenn

$$\frac{H L}{2} (\gamma_m - 0.6) \text{tg } \varphi \geq \frac{0.4 \gamma H^2}{2} + \frac{0.6 \gamma H^2}{2}, *$$

$$\frac{H L}{2} (1.6 - 0.6) \frac{1}{2} \geq \frac{1.0}{2} H^2,$$

bezw. wenn

$$\frac{H}{L} \leq 0.5$$

ist.

Da aber dem Vorschlage gemäß (siehe die Ausführungen auf Seite 34), $\frac{H}{L} = \frac{\text{tg } 30^\circ}{2}$ d. i. = 0.29 anzunehmen sein wird, würde diese ideelle Dammform selbst unter den obigen ungün-

*) In dieser Gleichung ist das Einheitsgewicht des Schüttkörpers, dessen feste Bestandteile 60% des Schüttvolumens ausmachen (siehe Ausführungen auf Seite 8), wegen des herrschenden Auftriebes auf $\gamma_m - 0.6$ herabgesetzt.

stigen Voraussetzungen*), wenn sie den früher besprochenen pedologischen und hydraulischen Gesetzen entspricht, noch den Gleichgewichtsbedingungen genügen. Es stellt somit das unter 1:2 geböschte gleichschenkelige Dreieck, die Minimalquerschnittsform eines stand-sicheren, lose geschütteten Innenberme-Dammes dar.

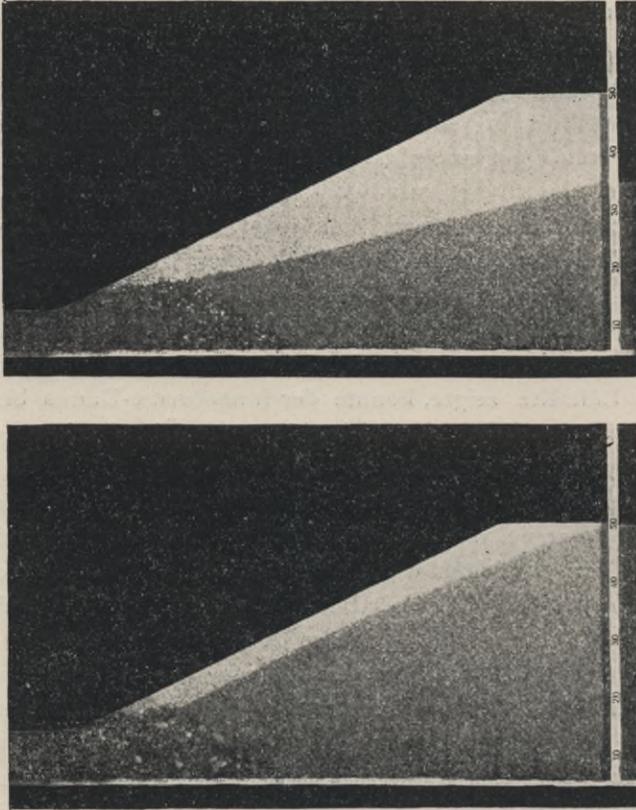
Zum Schlusse sei zur deutlichen Versinnlichung der Wirkungsweise der in Vorschlag gebrachten Dammbautype mit der »Innenberme« auf eine photographische Darstellung von Modell-dämmen dieser Art verwiesen (Taf. Nr. 3, Fig. 5—8). Zu Vergleichszwecken ist ein homogener Damm aus scharfkantigem Sande von 3 mm Korngröße einem Innenberme-Damm, dessen Berme aus abgerundeten Kiese von 6 mm Korn hergestellt worden ist, gegenübergestellt. Während der homogene Damm schon bei einem Überdrucke von 14 cm, Erosionswirkungen an der Luftseite zeigte, konnte der Innenberme-Damm bis nahe zur Krone, in diesem Beispiele bis 30 cm Überdruck, gespannt werden, ohne daß schädliche Wirkungen des an der Luftseite ausfließenden Wassers bemerkbar waren. Um noch überzeugender die Vorteile dieser neuen Bauweise vor Augen zu führen, ist ein Versuchsdamm wieder aus scharfkantigem Sande von 3 mm Korn, jedoch mit einer Innenberme aus 6 mm Rundsotter, letztere von bedeutend kleineren Abmessungen als wie zuvor, (Textfigur 13), einem zweiten Versuchsdamme mit einer Bermeneinlage von 10 mm großem Schotter gegenübergestellt. Im zweiten Damme ließ sich ohne Schaden für den Bestand des Bauwerkes das Oberwasser bis zur Kronenhöhe spannen und damit die volle Ausnützung des Dammkörpers in hydraulischer Beziehung erreichen.

Es dürfte sohin wohl der Nachweis erbracht worden sein, daß der »Innenberme-Damm«, dessen Ausgestaltung ohne Heranziehung neuer Baustoffe, nur auf eine zweckmäßige Verwendung und Verteilung des vorhandenen Schüttmaterials basiert und

*) In der Rechnung lassen sich naturgemäß jene Sonderfälle, wo etwa durch fahrlässige Schüttung oder infolge ungünstiger geologischer Verhältnisse des Untergrundes Abrutschungen auf Gleitflächen eintreten können, nicht berücksichtigen. Namentlich dem letzten Umstande ist bei Dammbauten vor Inangriffnahme der Arbeiten durch gewissenhafteste Untersuchung des Untergrundes vorzubeugen.

der nebenbei durch Vermeidung der bisher gebräuchlichen landseitigen Außenberme nicht nur den Materialaufwand verringert, sondern auch einen erheblichen Geländegewinn erzielt, eine in

Textfigur 13.



bautechnischer Hinsicht verbesserte Lösung der Aufgabe über die Herstellung geschütteter Dämme darstellt.

B. Verdichtete geschüttete Dämme.

Wenn auch die in den Abschnitten I und II behandelten Ergebnisse der experimentell-wissenschaftlichen Untersuchungen sich in erster Linie auf den lose geschütteten Damm bezogen, so lassen sich doch hieraus gewisse, nicht unwichtige Schlußfolgerungen für die verdichteten geschütteten Dämme ziehen. Auch beim verdichteten Damm ist praktisch genommen eine Wasserdurchlässigkeit vorhanden, nur ist der Grad derselben je nach der

Sorgfalt der Ausführung und Material ein verschiedener und bringt damit mehr oder weniger Gefahr für den Bestand des Bauwerkes. In der richtigen Abschätzung des Grades der zulässigen Durchfeuchtung solcher Dammkörper liegt aber die Schwierigkeit der Beurteilung, ob der Bauzustand bedrohlich ist oder nicht. Ein Eingehen auf diese bis heute nur gefühlsmäßig zu beantwortende Frage ist jedoch nicht beabsichtigt, sondern es sollen nur einige Hinweise für die Schaffung jener Grundlagen gegeben werden, welche uns in Kenntnis über die Art und den Grad der Durchfeuchtung oder Durchsickerung von geschütteten Dämmen setzen und welche schließlich als praktisches Ergebnis zu Maßnahmen für den Überwachungsdienst an derartigen Bauwerken führen.

Textfigur 14.

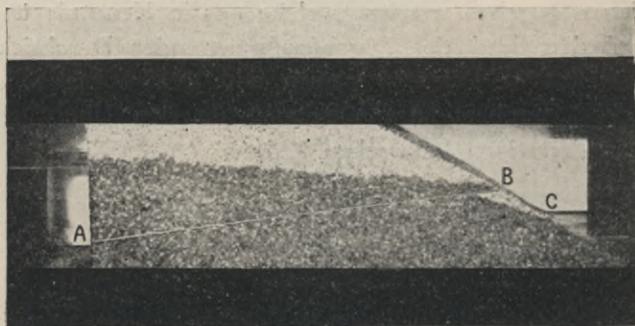


Es seien zunächst einige Bemerkungen über die möglichen Arten der Durchsickerung von geschütteten Dämmen vorausgeschickt. Die beiden grundsätzlich verschiedenen Bauweisen, die wir kurz als »englische«, bei welcher ein wenig oder gar nicht künstlich verdichteter Damm mittels einer undurchlässigen Schichte vor Durchsickerungen geschützt werden soll und als »französische« Bauweise, bei welcher der ganze Dammkörper eine möglichst gleichartige und intensive Komprimierung erfährt, bezeichnen, werden auch verschiedene Erscheinungen hinsichtlich der Durchsickerungsverhältnisse auslösen. Während die erstere Art in dieser Beziehung sich von dem lose geschütteten Damm, wegen der allenfalls geringeren Porosität, nur hinsichtlich der Größe der Durchlässigkeit unterscheidet, sind die »corrois«, so werden die nach der französischen Baumethode gewalzten Dammkörper genannt, wegen des schichtenweisen Materialauftrages,

worauf im folgenden noch näher eingegangen wird, in den meisten Fällen nicht mehr als homogene, sondern als von nahezu wagrechten Schichten geringerer und stärkerer Verdichtung durchzogene Dammkörper anzusehen.

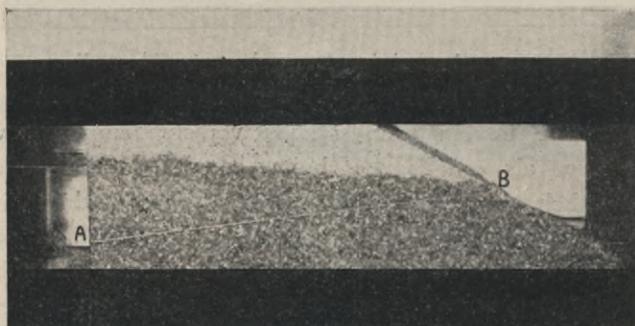
Als Folge dieser Ungleichartigkeit in der Durchlässigkeit einzelner Dammpartien wird sich die Auffüllung der Porenräume

Textfigur 15.



mit Sickerwasser auch in anderer Weise als bei einem homogenen Schüttkörper vollziehen. Ähnlich dem Ausflusse aus einer gelochten Seitenwand wird in jedem durchlässigen Bereiche die

Textfigur 16.



ser wagrechten Schichten Wasser eindringen und wird der oberste Wasseraustritt an der Luftseite in einem höheren Niveau, das jetzt nur von der Lagerung der undurchlässigen Schichtenlagen abhängig ist, als wie bei einem homogenen durchlässigen Damme erfolgen. In den Textfiguren 14—16 läßt sich an einem Modelldamme diese Erscheinung gut überblicken. Während, wie die

Textfigur 14 zeigt, beim homogenen Damme der Sickerspiegel im Punkte *C* an die luftseitige Böschung anschneidet, erhebt sich beim geschichteten Damme (Textfigur 16), nach Überschreitung eines Übergangszustandes (Textfigur 15), die Spiegellinie bis über die undurchlässige Schichte *A—B* und erfüllt auch den Raum unterhalb derselben. Was den Grad der möglichen Durchfeuchtung anbelangt, so ist hiefür sowohl die Zusammensetzung des Schüttmaterials als auch die Intensität der Komprimierung desselben maßgebend. Wie bereits auf Seite 30 angedeutet worden ist,

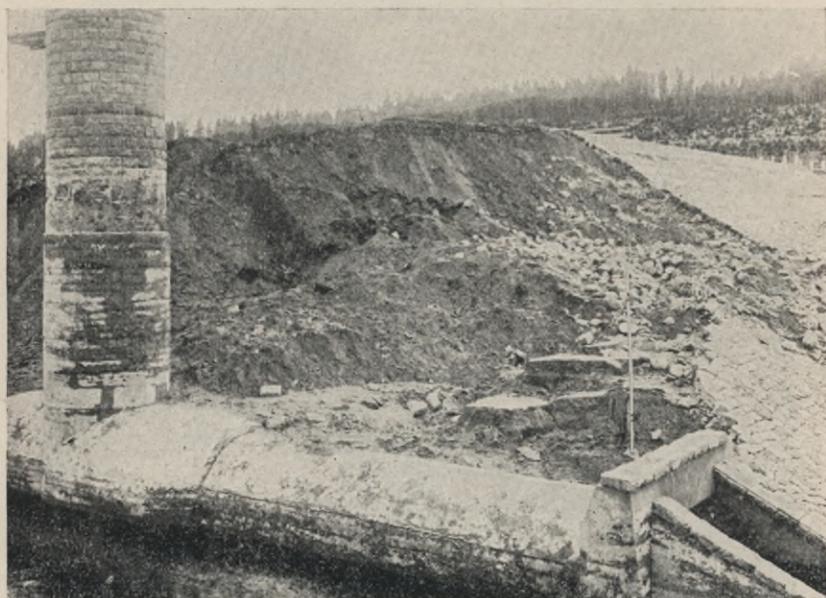
Textfigur 17.



kann nur dann eine Wasserundurchlässigkeit des Schüttkörpers erzielt werden, wenn mindestens die in der losen Schüttung vorhandenen Porenräume mit verdichtetem staubfeinen (abschlammbarem) Materiale ausgefüllt werden, d. h. wenn mindestens 40% des Damm-, bzw. bei Dämmen englischer Bauweise des Abdichtungskörpers aus diesem Dichtungsmittel bestehen. Diese Bedingung als erfüllt vorausgesetzt, liegt es nunmehr ganz im Arbeitsvorgange, der bei der künstlichen Verdichtung eingeschlagen wird, ob der gewünschte Grad der Wasserundurchlässigkeit erreicht wird oder nicht. Sei nun das ganze Dammobjekt

oder nur gewisse Teile desselben wasserundurchlässig herzustellen, so muß der Bauvorgang doch immer so erfolgen, daß nach Schüttung einer Materiallage von bestimmter Höhe mittels Stößel oder schwerer Walzen eine Verdichtung des Schüttmaterials angestrebt wird. Naturgemäß vermindert sich der durch eine Auflast erzeugte Oberflächendruck mit der Tiefe, weshalb die Zusammendrückung des Materials mit zunehmender Tiefe abnimmt und sich bei großen Schütthöhen deutlich ausgeprägte Lagen mit starker und solcher mit geringer Komprimierung ausbilden.

Textfigur 18.

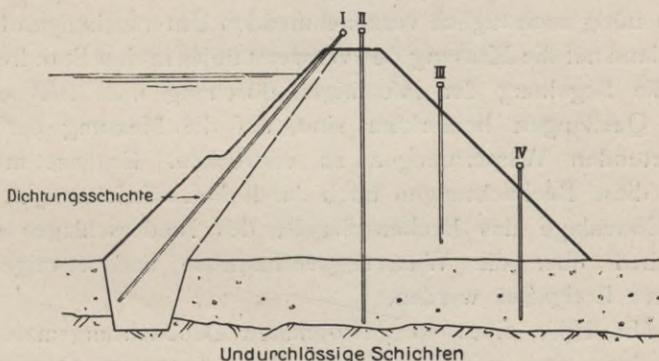


Wie gering der Verband solcher Schichtlagen untereinander sein kann, möge an der Hand zweier Naturaufnahmen (Textfigur 17, Ansicht des Durchrisses mit den gewalzten Materialschichten der Dammsperre bei Anina in Südungarn *) und Textfigur 18 ebenfalls eine Ansicht der Durchbruchstelle im Erddamme an der Weißen Desse in Nordböhmen) gezeigt werden, aus welchen zu ersehen ist, daß selbst die stark erodierenden Wirkungen der Dammbrechwelle den schichtenförmigen Materialauftrag nicht zu verlöschen vermochte.

*) Diese Abbildung ist den ungarischen wasserbaulichen Publikationen vom Jahre 1911 entnommen.

Liegt demnach die Aufgabe vor, Erddamm Sperren mit den nötigen Ausrüstungen für den Überwachungsdienst auszustatten — denn nur bei solchen volkswirtschaftlich bedeutungsvollen und ein großes Gefahrenmoment für die Unterlieger in sich tragenden Bauwerken können für derlei Maßnahmen in Betracht kommen — so muß hiebei unter Voraussetzung von der Möglichkeit des Eintretens der vorerwähnten Umstände ausgegangen werden. Es muß Vorsorge getroffen werden, daß sowohl die Dichtungsschicht wie der eigentliche Stützkörper hinsichtlich ihrer Wirksamkeit gegen eindringendes Stauwasser periodisch untersucht werden kann. Dabei genügt es nicht, nur etwa das Vorhandensein einer Durchlässigkeit festzustellen, sondern es

Textfigur 19.



müssen die Untersuchungs Vorkehrungen derart getroffen werden, um womöglich die Richtung der Sickerwasserbewegung, ob sie unmittelbar aus dem Staubecken oder indirekt durch die Talhänge bzw. durch den Untergrund erfolgt, angeben zu können. Da, wie die Praxis gelehrt hat, die gefährlichsten Durchsickerungen immer als ganz örtliche Erscheinungen auftreten, ist auch in dieser Hinsicht das Stauobjekt für Untersuchungen zugänglich zu machen.

Soweit die eingangs besprochenen Ergebnisse aus den experimentellen und theoretischen Untersuchungen sowie aus den gewonnenen Erfahrungen an Erddamm Sperren diesbezügliche Schlußfolgerungen zulassen, ließe sich die ständige Beobachtung an Erddamm Sperren etwa in folgender Weise bewerkstelligen:

Zur Kontrolle des Bauzustandes der Dichtungsschicht, es werde diese beispielsweise wasserseitig angenommen (siehe die schematische Darstellung in Textfigur 19), haben schon wäh-

rend der Bauausführung in größeren Zwischenräumen gelochte Rohre (I) eingelegt und bis über Kronenhöhe geführt zu werden. Ebenso sind zum Zwecke der Beurteilung des Feuchtigkeitsgrades des Stützkörpers lotrechte gelochte Rohre (II, III u. IV), die abwechselnd in den durchlässigen Untergrund hinabreichen, in mehreren Dammprofilen zu verlegen und gleich den Rohren (I) mit wasserdichtem Verschuß zu versehen. Weiters ist in den ersten Betriebsjahren von einer Abdeckung der luftseitigen Böschung mit Pflaster oder Rasen abzusehen, um etwaige örtliche Quellungen leicht feststellen zu können. Für späterhin kann die Abdeckung gestattet werden, jedoch sind in der Böschung eine Reihe in der Richtung des größten Falles angelegter Schlitz freizuhalten, die zweckmäßig gegen eindringendes Tagwasser durch abnehmbare Deckplatten geschützt werden. Die periodisch, wenn nötig auch täglich vorzunehmenden Untersuchungen haben sich dann auf die Messung des Wasserstandes in den Standrohren, auf die Begehung der luftseitigen Böschung und, falls erhebliche Quellungen bemerkbar sind, auf die Messung der dort austretenden Wassermengen zu erstrecken. Ergänzt müßten dann diese Beobachtungen noch durch die Aufzeichnungen über die Höhenlage des Beckenspiegels, des Niederschlages sowie Angaben über die Witterungsverhältnisse und etwaige besondere Ereignisse werden.

Mit Hilfe eines so gewonnenen Beobachtungsmateriales wäre dann dem mit der Überwachung betrauten Organe die Möglichkeit geboten, sich ein Urteil über den Bauzustand des ihm anvertrauten Objektes zu bilden.

Würde dann diese, auf wissenschaftlicher Basis gegründete Beobachtungsmethode in systematischer Weise auf eine Reihe von Erddämmen größerer Dimension ausgedehnt werden, so könnte aus den Erhebungsdaten ein wertvolles Materiale für die Klärung vieler heute noch strittigen Anschauungen geschöpft werden und der Theorie wie auch der Praxis des Erddammbaues würde hieraus mancher Gewinn erwachsen.



MITTEILUNGEN DER VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU IM K. K. MINISTERIUM FÜR ÖFFENTLICHE ARBEITEN ÜBER AUSGE- FÜHRTE VERSUCHE.

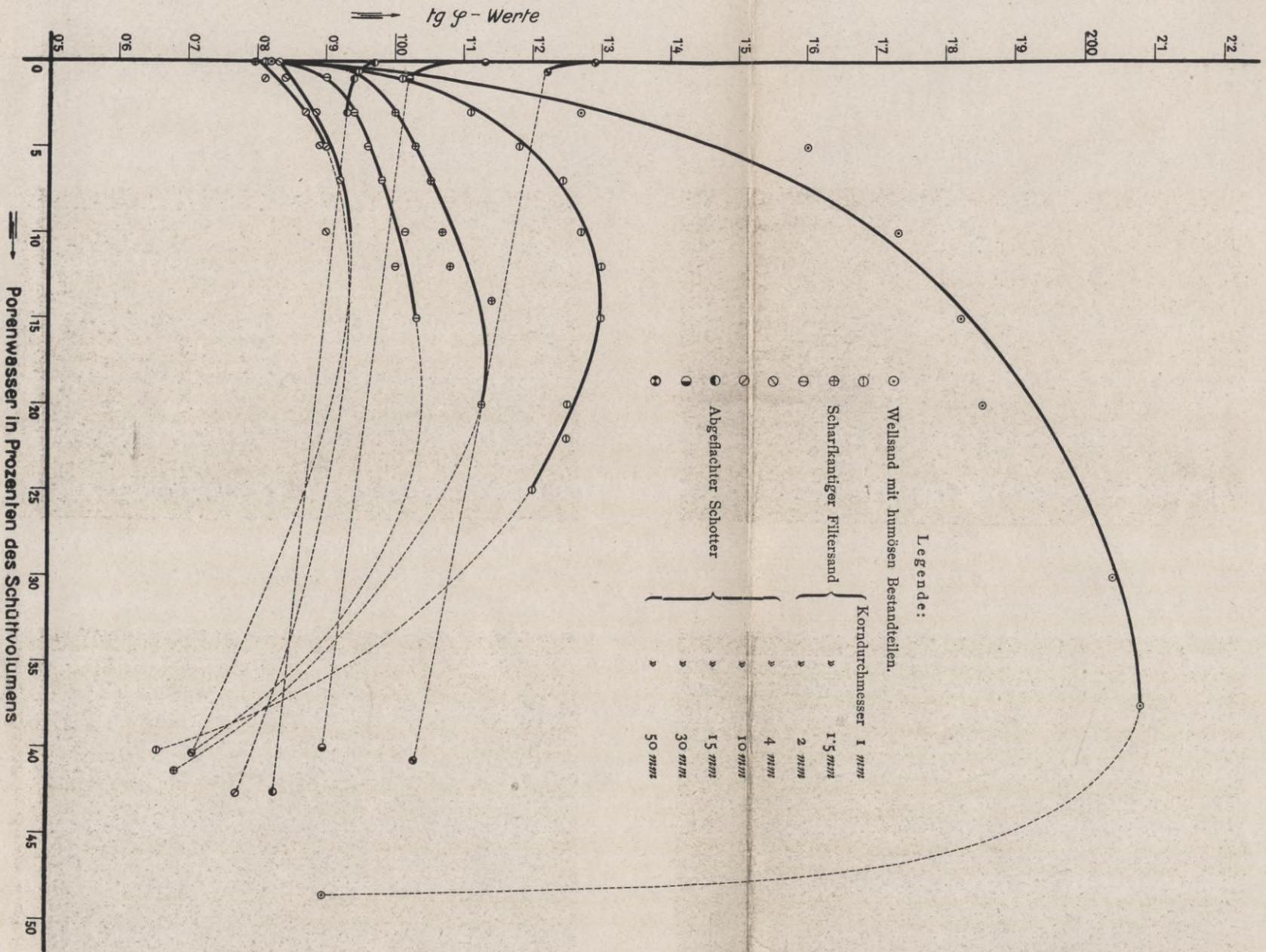


Fig. 1.

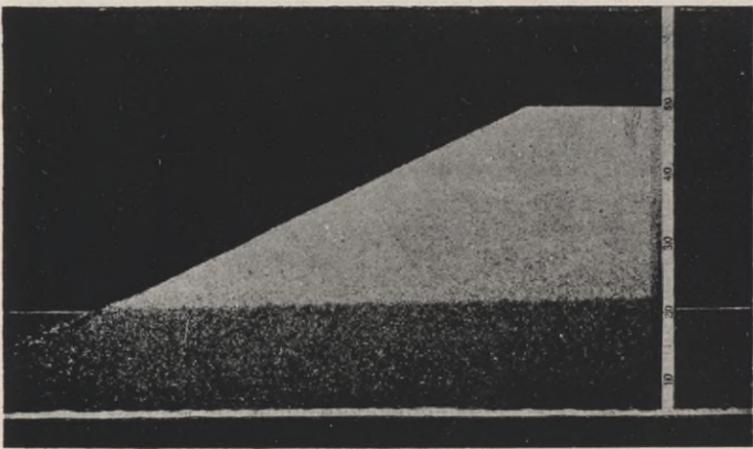


Fig. 2.

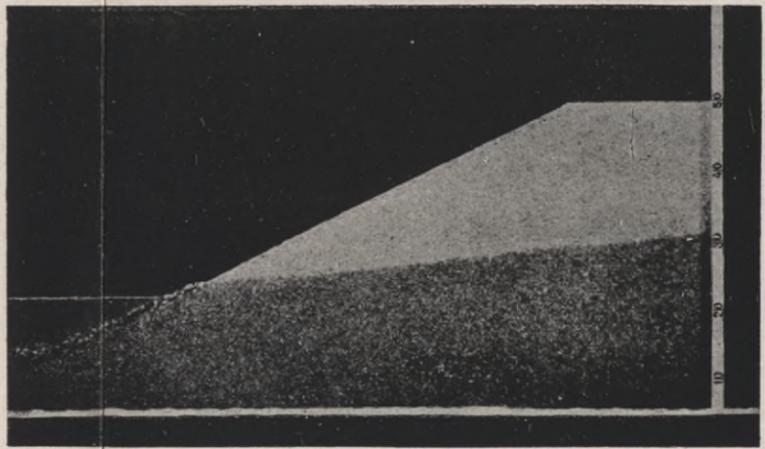


Fig. 4.

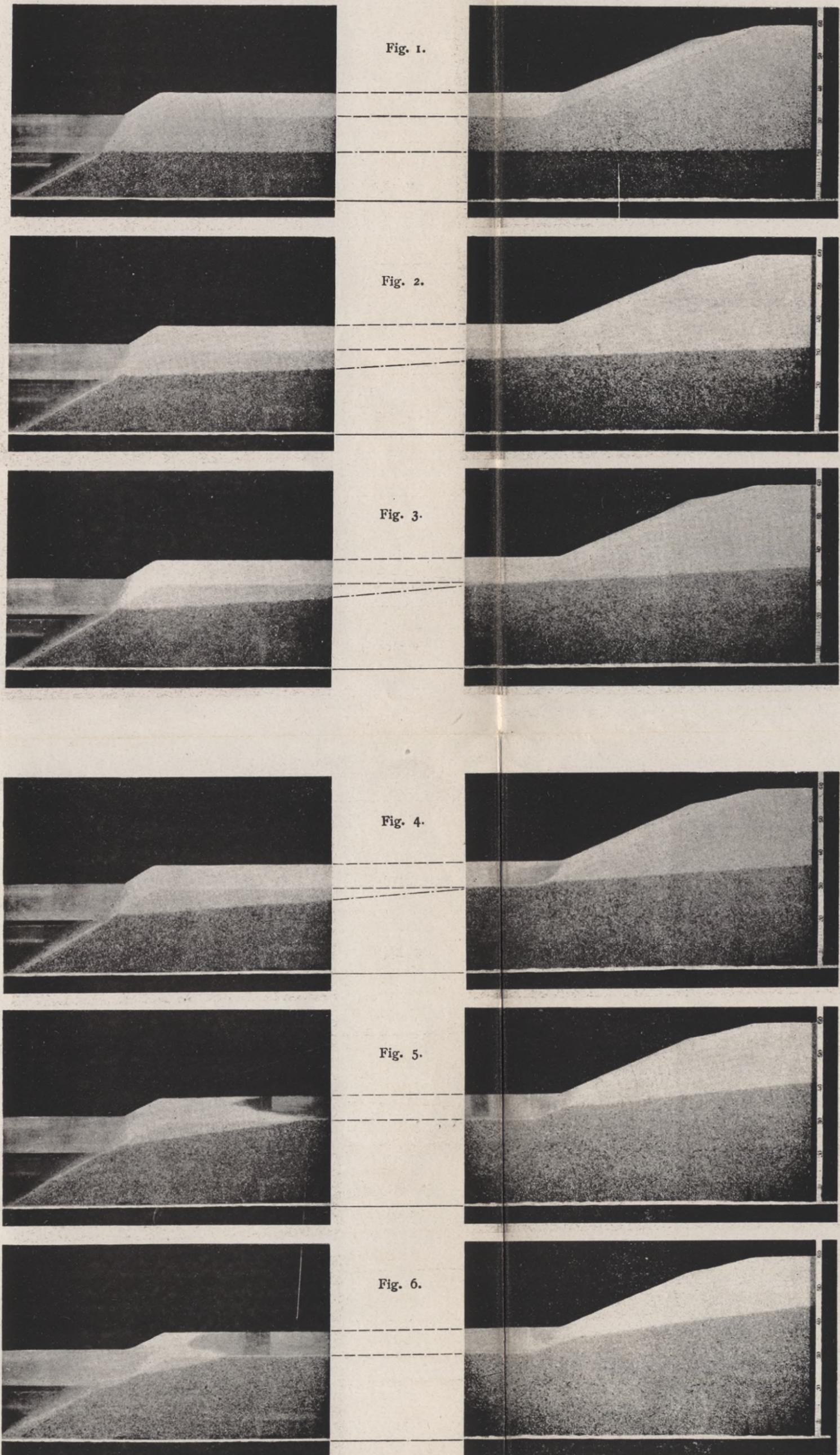


Fig. 3.



Fig. 5.

MITTEILUNGEN DER VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU IM K. K. MINISTERIUM FÜR ÖFFENTLICHE ARBEITEN ÜBER AUSGE- FÜHRTE VERSUCHE.



MITTEILUNGEN DER VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU IM
K. K. MINISTERIUM FÜR ÖFFENTLICHE ARBEITEN ÜBER AUSGE-
FÜHRTE VERSUCHE.

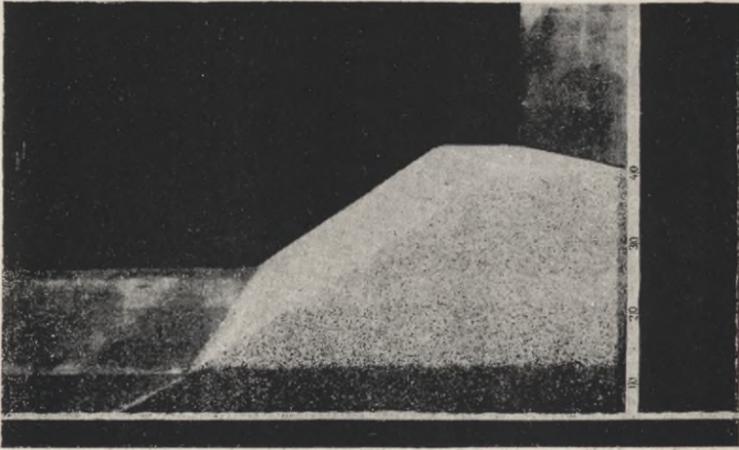


Fig. 1.

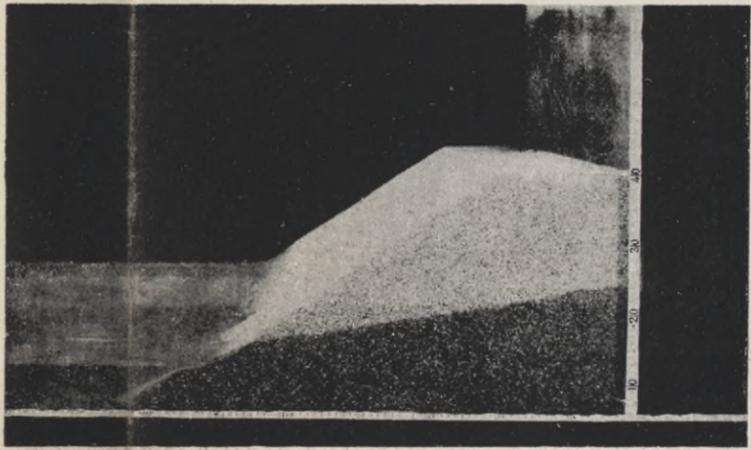


Fig. 3.

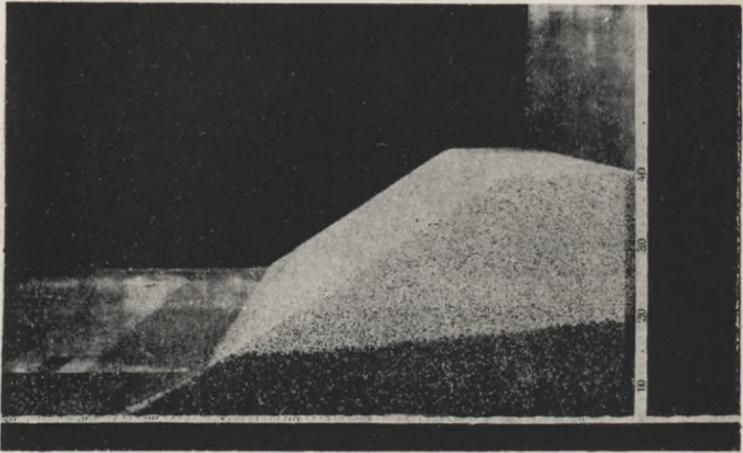


Fig. 2.

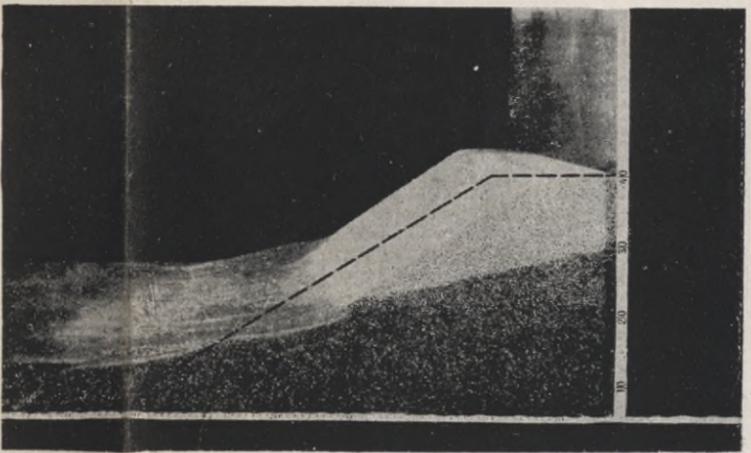


Fig. 4.



Fig. 5.

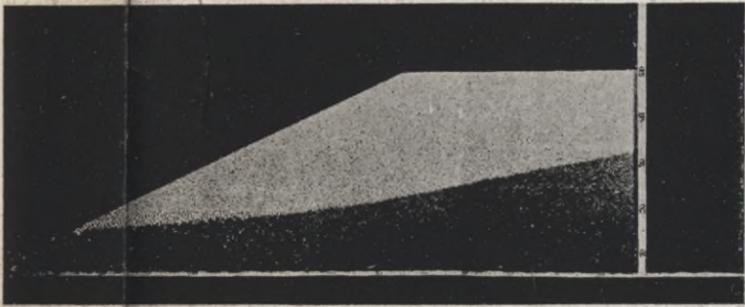


Fig. 7.

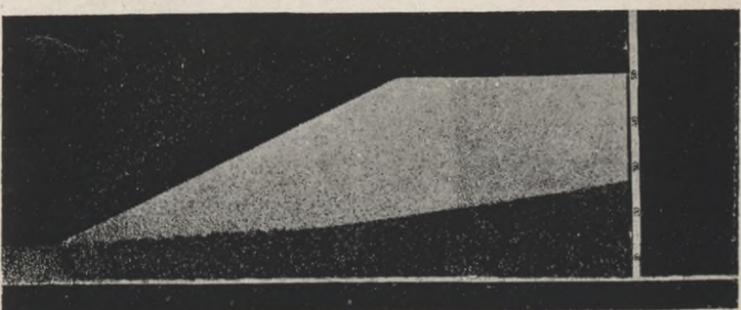


Fig. 6.

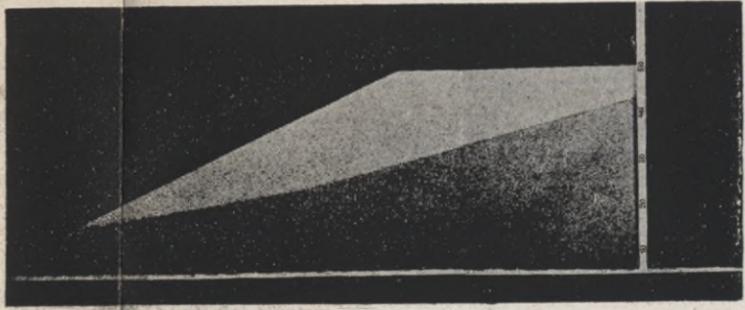
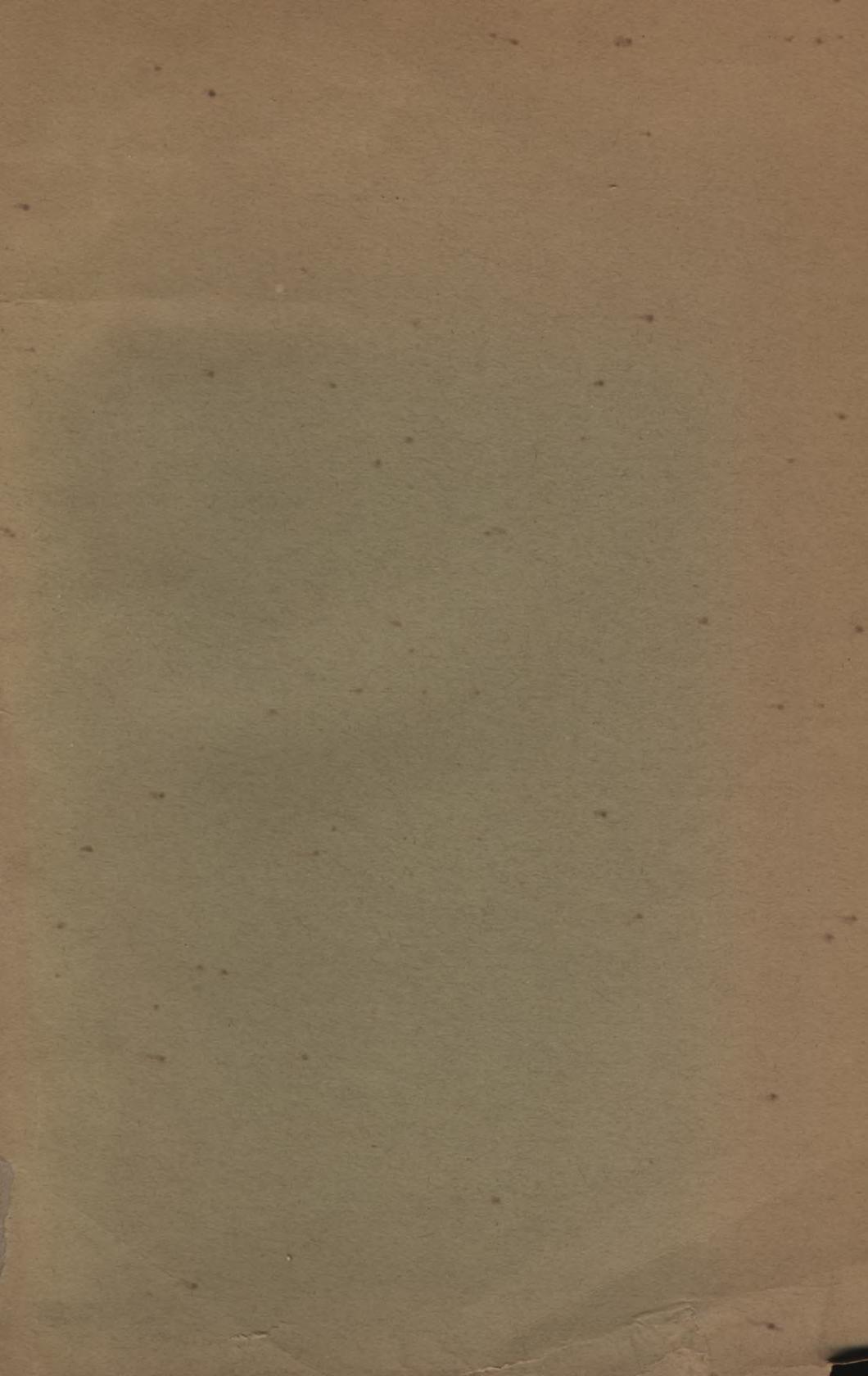


Fig. 8.

S. 61



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

17455

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.