

COMMISSION INTERNATIONALE
DES
GRANDS BARRAGES
DE LA
CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

1^{er} CONGRÈS

des

GRANDS BARRAGES

SCANDINAVIE JUIN-JUILLET 1933

VOLUME IV

QUESTION 2 b.

ÉTUDE DES LOIS PHYSIQUES COMMANDANT
L'INFILTRATION DE L'EAU À TRAVERS LES

BARRAGES EN TERRE
ET LE SOL SOUS-JACENT



COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 30

Erforschung der physikalischen Gesetze, nach welchen die Durchsickerung des Wassers durch eine Talsperre oder durch den Untergrund stattfindet.

Bericht von Burghard KÖRNER

*Regierungs- und Bau rat,
Vors t e h e r d e r W a s s e r b a u a b t e i l u n g d e r P r e u s s i s c h e n
V e r s u c h s a n s t a l t f ü r W a s s e r b a u u n d S c h i f f b a u i n B e r l i n.*

INHALTSVERZEICHNIS.

	Seite
<i>I. Grenzen der Aufgabe.</i>	
a) Gesetzmässig erfassbare und nicht erfassbare Strömungen im Boden	7
b) Einteilung des behandelten Stoffes	8
c) Erscheinungsformen des Wassers im Boden	9
d) Formen des Sickerwassers. Begriffsbestimmungen	10
<i>II. Das Bewegungsgesetz der reinen Sickerströmung</i>	11
a) Die Sickerströmung in der luftfreien Bodenzone	12
α) Voraussetzungen des Darcy-Gesetzes	12
β) Das Darcy-Gesetz	13
γ) Die Durchlässigkeit k	13
δ) Gültigkeitsbereich des Darcy-Gesetzes	15
ϵ) Andere Form des Darcy-Gesetzes. Anwendbarkeit der Potentialtheorie	16
b) Die Sickerströmung in der lufthaltigen Bodenzone	17

	Seite
<i>III. Bewegungsgesetze der kapillaren Sickerströmung.</i>	
a) Schwierigkeit der Forschung	18
b) Begriffsbestimmungen	19
c) Die kapillare Begleitströmung	20
d) Die kapillare Sickerströmung	20
e) Die kapillare Steighöhe	21
<i>IV. Die Anwendbarkeit der physikalischen Gesetze für Aufgaben der Praxis.</i>	22
a) Allgemeine Grenzen der Anwendbarkeit	22
b) Grenzen der k-Wert-Bestimmung	23
c) Grenzen der Anwendbarkeit des Darcy-Gesetzes	24
d) Die « Hangquelle » und ihr Einfluss	25
e) Anwendung des Darcy-Gesetzes bei bekannten Randbedingungen	26
f) Folgerungen	27
<i>V. Die Bedeutung von Modellversuchen zur Bestimmung der Sickerwassermengen und des Spiegelverlaufes in Erdkörpern.</i>	27
a) Begriffsbestimmung des Modellversuches	27
b) Grenzen der Modellähnlichkeit	28
c) Die Ähnlichkeitsbeziehungen der reinen Sickerströmung.	29
d) Unähnlichkeit der kapillaren Vorgänge	30
e) Wege zur Erzielung der Ähnlichkeit der kapillaren Vorgänge	32
f) Bindige Böden im Modell	34
g) Folgerungen	35
<i>VI. Zusammenfassung und Ausblick.</i>	35
Auszug aus den Ergebnissen	37

I. GRENZEN DER AUFGABE.

a) *Gesetzmässig erfassbare und nicht erfassbare Strömungen im Boden.*

Die physikalischen Gesetze, denen die Durchsickerung einer Talsperre aus geschütteten oder gespülten Baustoffen folgt, sind grundsätzlich die gleichen wie die der Bewegung des Wassers im natürlichen, ungestörten Boden des Untergrundes. Sie können im folgenden gemeinsam behandelt werden.

Je nach dem Aufbau und der Beschaffenheit des Bodens erfolgt die Wasserbewegung in den Bodenporen und Hohlräumen in verschiedener Weise. Das Fliessen in grösseren Hohlräumen, Klüften und Ritzen muss aus dieser Abhandlung von vornherein ausgeschieden werden, weil es sich einer theoretischen Betrachtung in den meisten Fällen vollkommen entzieht. Zwar gelten in diesen Wasserzügen grösseren Querschnittes die gleichen Fliessgesetze wie für die Wasserbewegung in Rohrleitungen oder offenen Gerinnen, ein Rechnungsansatz nach diesen als bekannt vorausgesetzten Gesetzen scheidet aber daran, dass sich über die massgebenden Grössen der Rechnung: Querschnitt, Wandbeschaffenheit und Gefälle, zuverlässige Angaben nicht machen lassen. Die Wasserzüge dieser Art folgen in der Regel auch keiner irgendwie im einzelnen oder in ihrer Gesamtheit statistisch zu erfassenden Regelmässigkeit, die einen Rechnungsansatz auf der Grundlage von Mittelbildungen der massgebenden Grössen erlauben würde. Ebenso wenig können Modellversuche Erfolg haben, solange für die naturähnliche Ausföhrung eines Modelles alle Unterlagen fehlen. Es bleibt deshalb in der Regel nur die Möglichkeit, die Abflussmengen durch Klüfte, Spalten, Ritzen und dergl. durch geeignete Messungen in der Natur zu bestimmen. Diese Verfahren stehen hier nicht zur Erörterung.

Sobald aber die Beschaffenheit (Struktur und Textur) des Bodens zur Bildung eines mehr oder weniger verzweigten Netzes enger Röhrechen (Haarröhrechen) zwischen den Einzelteilchen oder Gruppen von Einzelteilchen föhrt, die eine statistische Regelmässigkeit aufweisen wenn ihr Verlauf und Querschnitt im einzelnen auch völlig unregelmässig und nicht erfassbar ist, so kann die Bewegung des Wassers im Boden durch mathematische Gesetze ausgedrückt werden.

Voraussetzung ist dabei allerdings, dass die Teilchen des durchströmten Bodens bei der Durchströmung im Verhältnis zu deren Geschwindigkeit keine nennenswerten Bewegungen ausführen können, wenn die Haarröhrenwandungen also als starr anzusehen sind. Das ist der Fall oder wird vorausgesetzt bei allen kohäsionslosen, körnigen Bodenarten vom Kies bis zum Staubsand (Schluff). Alle bindigen Böden (Lehm und Ton) zeigen dagegen eine Veränderlichkeit der Haarröhrenquerschnitte sowohl infolge ihrer Elastizität als auch durch eine gewisse Quellfähigkeit. Die Ursachen dieser Quellung, die neuere Anschauungen in Uebereinstimmung mit der Kolloidchemie in den elektrischen Eigenschaften der feinsten Bodenteilchen sehen, müssen hier unerörtert bleiben.

Nimmt man aber für diese bindigen Bodenarten an, dass sich der Druck, unter dem sie an ihrer Lagerungs- oder Einbaustelle stehen, während des betrachteten Zeitraumes der Durchsickerung nicht ändert, und dass eine volle Sättigung des Bodens durch dem Druck entsprechende Wasseraufnahme eingetreten ist, so ändern sich auch die Haarröhrenquerschnitte nicht mehr. Für diesen stationären Zustand des Bodens besteht dann kein Anlass, in der Durchlässigkeit kohärenter Böden gegenüber der der kohäsionslosen Sande etwas anderes zu sehen als nur Gradunterschiede.

Für die hier zu behandelnden Fragen der Durchsickerung von Dämmen und der Sickerwasserverluste wird dieser stationäre Zustand immer vorausgesetzt werden können. Damit ergibt sich nach dem Thema dieser Arbeit und den zu ihm von der Internationalen Talsperren-Kommission gegebenen Erläuterungen folgende Einteilung des Stoffes:

b) *Einteilung des behandelten Stoffes.*

Nach der Schilderung der physikalischen Gesetze des Fliessvorganges in den Böden gleichmässigen Aufbaues — ohne Spalten, Klüfte und Risse — in den beiden nächsten Abschnitten, wird im Abschnitt IV erläutert werden, ob und welche Anwendungsmöglichkeiten für die gefundenen gesetzmässigen Beziehungen bestehen. Im Abschnitt V wird dann die Frage zu behandeln sein, ob Modellversuche einen Weg zu dem Ziele eröffnen, für bestimmte gegebene Verhältnisse den Verlauf der Spiegellinie bei Durchsickerung und die Sickerwassermengen vorauszubestimmen.

Zur weiteren Eingrenzung der Aufgabe ist es zunächst wichtig,

sich über die Erscheinungsformen des Wassers im Boden klar zu werden.

c) Erscheinungsformen des Wassers im Boden.

Wir folgen dabei in grossen Zügen der von Zunker¹⁾ gegebenen Aufstellung, die durch die nebenstehende Abbildung 1 erläutert wird, und unterscheiden:

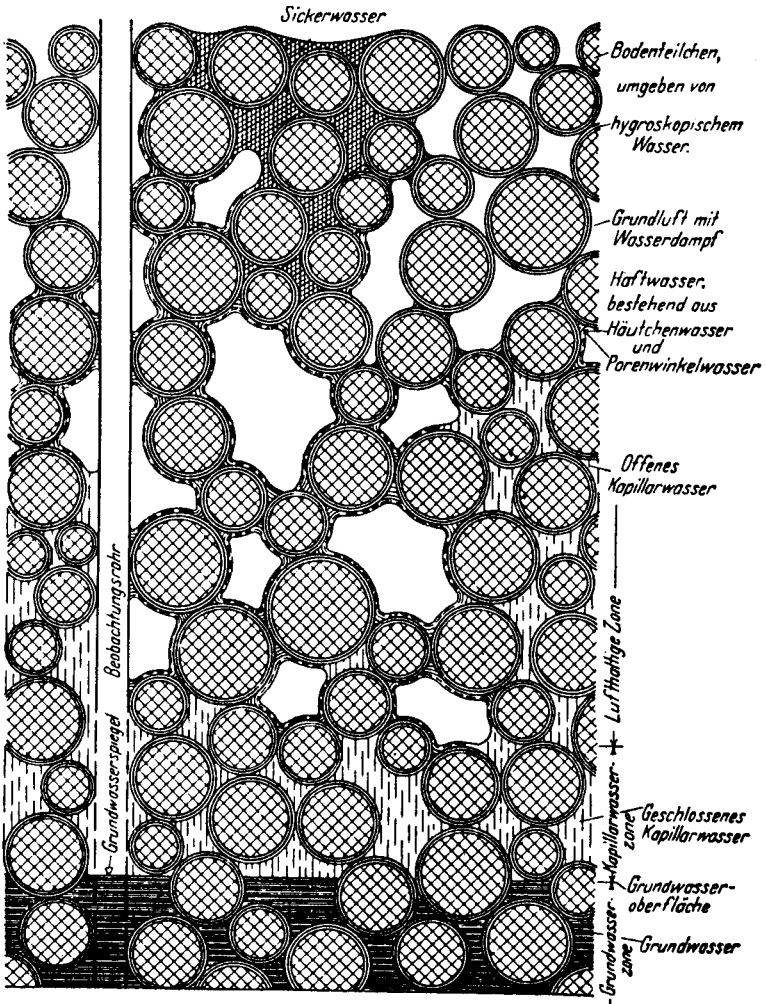


Abb. 1.

Erscheinungsformen des Wassers im Boden nach Zunker.

1) F. Zunker ; Handbuch der Bodenlehre, 6. Bd. 1930.

1. — Das Grundwasser, ruhend oder in Bewegung, weist in Beziehung zum Grundluftdruck, der in der Regel dem Atmosphärendruck gleich ist, Ueberdruck auf, der mit der Tiefe wächst.

2. — Das Kapillarwasser in seinen beiden Erscheinungsformen als geschlossenes, d. h. von Luftpneinschlüssen freies, und als offenes, lufthaltiges Kapillarwasser steht demgegenüber unter Unterdruck. Es verdankt seine Entstehung den Oberflächen- (Kapillar) Kräften des Wassers.

3. — Das Haftwasser ist — wie das Wasser zu 1) und 2) — Wasser von normaler Dichte. Es entsteht bei jeder Benetzung der Bodenteilchen (Häutchenwasser) oder durch Kapillarkräfte (Porenwinkelwasser) und weist dementsprechend Normal- oder Unterdruck auf.

4. — Das hygroskopische Wasser ist verdichtetes, durch Massen- (Anziehungs)- Kräfte gebundenes Wasser.

5. — Das Sickerwasser entsteht durch einen Wasserzutritt zum Boden, der die zur Bildung des hygroskopischen und des Haftwassers erforderlichen Wassermengen überschreitet. Es ist in merklicher Abwärts- oder Seitwärtsbewegung begriffenes Wasser und folgt der Wirkung der Schwerkraft oder der Schwerkraft und den Kapillarkräften (kapillares Sickerwasser).

d) *Formen des Sickerwassers. Begriffsbestimmungen.*

Die weitere Zunker'sche Begriffsbestimmung, nach der Sickerwasser das in der *lufthaltigen Zone* des Bodens in Bewegung befindliche Wasser ist, muss für den hier zu behandelnden Fall eine Erweiterung dahin erfahren, dass im Sinne der Aufgabe auch das in der nicht mehr lufthaltigen Bodenzone fließende Wasser als Sickerwasser bezeichnet wird. Für dieses Sickerwasser bestehen Unterschiede gegenüber dem fließenden Grundwasser nur insofern, als es unter Umständen grössere Spiegelgefälle hat als das ungestörte Grundwasser. Demnach gehen hier die Begriffe des nur der Schwerkraft unterworfenen Sickerwassers und des Grundwassers ineinander über. Beide folgen dem gleichen Bewegungsgesetz solange alle Bodenhohlräume voll mit Wasser ausgefüllt sind und keine Luftpneinschlüsse mehr enthalten.

Für die Sickerwasserbewegung in der lufthaltigen Zone gilt nach Zunker²⁾ das gleiche Gesetz in einer Abwandlung.

(2) a. a. O.

Anders ist dagegen das *kapillare* Sickerwasser zu behandeln. Hier muss die Zunker'sche Bestimmung der Bewegungsrichtung wieder dahin erweitert werden, dass sie auch die Aufwärtsbewegung einschliesst; denn für die Durchfeuchtung von Dämmen hat auch der Fall Bedeutung, dass das Wasser durch kapillaren Aufstieg bis über das Dichtungsmittel des Dammes gehoben werden kann und dann über die Dichtung hinweg wie in einem Heber abfließt. Damit finden sich enge Beziehungen zu dem oben unter 2) aufgeführten Kapillarwasser.

Die Erscheinungsformen des Wassers im Boden: Das Haftwasser und das hygroskopische Wasser haben für die zu behandelnde Frage nur insofern Bedeutung, als sie Querschnitte und Wandrauigkeit der durchströmten Haarröhrchen, bzw. die Benetzungsfähigkeit des Bodens beeinflussen. Dieser Einfluss ist in den zu behandelnden Bewegungsgesetzen ohne weiteres enthalten. Beide Formen des unterirdischen Wassers können also hier unbeachtet bleiben.

Die Fragestellung ist damit dahin eingegrenzt, dass die Behandlung der physikalischen Gesetze der Durchsickerung zu trennen ist nach:

1. — der *reinen Sickerströmung*, unter der die Wasserbewegung im Boden verstanden wird, die — wie die des Grundwassers — allein unter der Wirkung der Schwere und der Reibung erfolgt, Kräften, denen gegenüber die Kapillarkräfte vernachlässigt werden können, und

2. — der *kapillaren Sickerströmung*, bei der ausser Schwerkraft und Reibung Kapillarkräfte wirksam sind.

Beide Strömungsarten kommen häufig — je nach der durchflossenen Bodenart — gleichzeitig vor, gehen ineinander über und lassen sich nicht scharf abgrenzen. Insbesondere ist die reine Sickerströmung in natürlichen Bodenarten an ihren Grenzen gegen den lufthaltigen Boden immer von einer durch die Kapillarkräfte beeinflussten Strömung begleitet (« kapillare Begleitströmung »), über die weiter unten noch zu sprechen sein wird.

II. DAS BEWEGUNGSGESETZ DER REINEN SICKERSTROMUNG.

Wie weiter oben ausgeführt wurde, sind bei der reinen Sickerströmung die Fälle zu unterscheiden, dass

a) die Wasserbewegung — wie die des « Grundwassers » — in der luftfreien Bodenzone erfolgt und dass

b) die Bewegung von den Luftpneuschlüssen des Bodens mit beeinflusst wird.

a) *Die Sickerströmung in der luftfreien Bodenzone.*

α) *Voraussetzungen des Darcy Gesetzes.*

Die nach der oben gegebenen Begriffsbestimmung der reinen Sickerströmung zu erfüllende Bedingung, dass die Bewegung allein unter der Wirkung der Schwere und der Reibung erfolgt, wird dann eingehalten, wenn im Fall a) das Wasser unter statischem Überdruck das Haarröhrensystem so durchströmt, dass ein unveränderlicher Bereich des durchströmten Bodens ständig vom Wasser ganz ausgefüllt ist. Kraftwirkungen an den Trennflächen zwischen Flüssigkeit und gekrümmter Oberfläche der Bodenteilchen treten dann nur als innere Kräfte auf, die das Haften des Wassers an den Kapillarwänden bewirken. Diese Voraussetzung deckt sich mit der, die für die Bewegung des ungestörten Grundwassers gemacht wird.

Ebenso wird hier die Sickerströmung wie beim Grundwasser als zeitlich unveränderlich (stationär) angesehen. Zeitlich veränderliche (nicht stationäre) Strömungsvorgänge, die bei der Absenkung eines Grundwasserspiegels durch Brunnen eintreten, können im Rahmen der hier zu behandelnden Fragen unberücksichtigt bleiben, obgleich beim schnellen Füllen oder Leeren eines Staubeckens Vorgänge dieser Art auftreten. Sie werden praktisch aber immer für kleinere Zeitabschnitte als stationär aufgefasst und behandelt werden können.

Für die stationäre Wasserbewegung muss unter den oben gemachten Voraussetzungen bei den für die Praxis in Frage kommenden Bodenarten und Fliessgeschwindigkeiten an der Gültigkeit des bereits 1856 von Darcy angegebenen Filtergesetzes festgehalten werden, obgleich es nicht an Autoren fehlt, die die Anwendbarkeit dieses Gesetzes überhaupt bestreiten. Sie stützen sich dabei nicht auf einwandfreie Filterversuche, sondern meist auf Beobachtungen verwickelter Vorgänge (u. a. Brunnenversuche), deren Deutung schwierig ist und nicht immer glücklich scheint. Die Sickerströmungen bei Brunnen sind schon aus dem Grunde mit dem einfacheren hier vorliegenden Problem nicht vergleichbar, weil sie

in drei Dimensionen betrachtet werden müssen und bei ihnen zumindest in Brunnennähe meist kein gleichförmiger Strömungszustand herrscht.

Diesen Anschauungen gegenüber stehen sehr zahlreiche Untersuchungen, aus denen einwandfrei hervorgeht, dass für alle mäßigen Grundwassergeschwindigkeiten das Darcy-Gesetz genau gilt. Verwiesen sei an dieser Stelle nur auf die sehr sorgfältigen Versuche von Ehrenberger³⁾. Es lässt sich auch unter den gemachten Voraussetzungen aus den Bewegungsgesetzen zäher Flüssigkeiten streng ableiten.

β) Das Darcy-Gesetz.

Das Darcy-Gesetz:

$$v = k \cdot J, \text{ oder } v = f(J)$$

gibt nicht die Geschwindigkeit in den einzelnen Haarröhrchen an. v ist vielmehr die über den lotrechten Bodenkörper vom Querschnitt F gemittelte Geschwindigkeit und abgeleitet aus der Beziehung

$$v = \frac{Q}{F} ,$$

J ist der Druckunterschied dz oder $d(z + p/\gamma)$ zwischen Anfang und Ende des lotrechten Bodenkörpers von der Länge dy bezogen auf diese Länge oder

$$J = \frac{dz}{dy} \text{ oder } J = \frac{d(z + p/\gamma)}{dy}, \text{ mit}$$

p = Ueberdruck am Eintrittsquerschnitt und

γ = spezifisches Gewicht des Wassers.

dz und $d(z + p/\gamma)$ können als Standrohrspiegelunterschied angesehen werden. k ist die « Durchlässigkeit » von der Dimension m/s (Geschwindigkeit).

γ) Die Durchlässigkeit k .

k ist abhängig: von der Zähigkeit des Wassers als Funktion der Temperatur -- $f(t^\circ)$ --,

von der Porosität des Bodens und

von der Kornform.

3) Ehrenberger; Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und die Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes. Zeitschr. d. Oesterreich. Ing. u. Arch. Ver. 1928.

Die Porosität des Bodens ist ihrerseits wieder abhängig vom Porenvolumen, angegeben in % des Gesamtvolumens, von der Hygroskopizität = Volumen des hygroskopisch gebundenen und die Porenzwischenräume verkleinernden Wassers in % des Gesamtvolumens und vom « wirksamen » Korndurchmesser d_w . Dabei kennzeichnet d_w in Verbindung mit dem von der Kornform abhängigen Beiwert μ , dem Porenvolumen P und der Hygroskopizität H den Durchmesser der « Ersatzkugeln », aus denen aufgebaut der Erdkörper die gleiche Durchlässigkeit k haben würde.

Für k kann also angeschrieben werden:

$$k = f_1(t^\circ) \cdot f_2(\mu, P, H, d_w).$$

Anstelle des Ersatzkugeldurchmessers d_w haben andere Forscher andere Bezugsgrößen eingeführt. Ihre Aufführung und Erklärung würde hier zu weit führen. Es sei auf die einschlägige grosse Literatur verwiesen, insbesondere auf die Arbeiten von Zunker⁴⁾ und Kozeny⁵⁾.

Es muss die Frage aufgeworfen werden, ob die teilweise sehr geistvollen Versuche, die Abhängigkeit der Durchlässigkeit k, auf deren Bestimmung es bei der Anwendung des Darcy-Gesetzes allein ankommt, von den vielen massgebenden Größen *formelmässig* zu erfassen, bei der Schwierigkeit der Erfassung und Festlegung dieser Größen überhaupt praktische Bedeutung hat, oder ob die Feststellung des k-Wertes durch *Versuche* nicht bequemer und schneller zum Ziele führt. In der Baupraxis wird man immer geneigt sein, der versuchsmässigen Bestimmung der Durchlässigkeit den Vorzug zu geben, weil die tatsächliche Messung anschaulichere und wohl auch sicherere Werte liefert.

Für die Durchlässigkeitsbestimmung der kohäsionslosen und der bindigen Böden, die je nach verschiedenen Gesichtspunkten und Verfahren behandelt werden müssen, sind zahlreiche zweckmässige Apparate in Gebrauch. Sie sind im Bericht zur Frage 2 a von R. Seifert behandelt. Angaben des einschlägigen Schrifttums finden sich ebendort.

Wegen der Grösse der Durchlässigkeit verschiedener Bodenarten muss hier gleichfalls auf die Literatur verwiesen werden. Dabei wird betont, dass die Zahlenangaben nur die Bedeutung von Typenwerten haben können, weil kaum ein Boden genau dem

4) a. a. O.

5) Kozeny; Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien 1927.

„ Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1927.

anderen gleich. Für genaue Berechnungen wird die Durchlässigkeit zweckmässig von Fall zu Fall bestimmt.

δ) *Gültigkeitsbereich des Darcy-Gesetzes.*

Es bleibt noch übrig, den Gültigkeitsbereich des Darcy-Gesetzes festzustellen. Grundsätzlich ist seine Verwendbarkeit von dem Strömungszustand des Wassers in den Haarröhrensystemen abhängig. Es gilt nur, wenn innerhalb jeden Haarröhrens das Hagen-Poiseuille'sche Gesetz der Proportionalität zwischen mittlerer Geschwindigkeit und Druckgefälle erfüllt ist, d. h. wenn für kreisrunde Querschnitte

$$v_m = \frac{g \cdot \zeta \cdot f \cdot J}{8 \cdot \pi \cdot \eta} \text{ ist.}$$

Hierin ist g = Erdbeschleunigung, f = durchflossener Querschnitt, ζ = Dichte und η = absolute Zähigkeit. Das Gesetz kann durch Formbeiwerte für andere Querschnittsformen erweitert werden. Sobald bei steigender Geschwindigkeit in den stark veränderlichen Querschnitten Ablösungen und Wirbel auftreten oder die Strömung mit Erreichung entsprechender Reynolds'scher Zahlen sogar turbulent wird, gilt das einfache Gesetz nicht mehr.

Die Grenzgeschwindigkeit ist abhängig von der Korngrösse, der Kornbeschaffenheit, der Querschnittsform der Haarröhren und von der Wassertemperatur. Ehrenberger fand als Grenzgeschwindigkeit bei 15°C 0,29 cm/s. Nach anderen Versuchen ist sie bei normalen Verhältnissen — besonders bezüglich der Temperatur — zwischen 0,3 und 0,4 cm/s anzunehmen. Das sind für die Verhältnisse, die hier zur Erörterung stehen, schon sehr hohe Sickergeschwindigkeiten und es erübrigt sich, auf die noch recht ungeklärten Filtergesetze im sogenannten überkritischen Gebiet näher einzugehen. Erwähnt sei nur die Interpolationsformel von Forchheimer

$$v = a \cdot J + b \cdot J^2, \text{ oder genauer}$$

$$v = a \cdot J + b \cdot J^2 + c \cdot J^3$$

und die von Ehrenberger durch Versuche gefundene Beziehung $v = k \cdot J^{7/8}$. Diese Versuche geben keinen Anlass, an der Gültigkeit des Darcy-Gesetz in dem praktisch in Frage kommenden Gebiet zu zweifeln. Koehne⁶⁾ kommt für das sich in der luftfreien Bodenzone bewegende Grundwasser zu der Feststellung: « Für die Grund-

6) Koehne ; Grundwasserkunde, Stuttgart 1928.

wasserbewegung im Sand und sandigen Kies ist also unbedingt am Darcy-Gesetz festzuhalten. » Auf Grund der am Eingang dieses Abschnittes begründeten Gleichsetzung der Grundwasserbewegung mit der reinen Sickerströmung im luftfreien Boden gilt dieser Satz auch für diese. Ebenso besteht auf Grund der im Abschnitt I gemachten Ausführungen über bindige Böden kein Anlass, die Gültigkeit des Darcy-Gesetzes bei diesen zu bezweifeln, wenn die dort schon gemachten Voraussetzungen: Keine Aenderung des äusseren Druckes im Boden während der Durchsickerung und volle Sättigung durch dem Druck entsprechende Wasseraufnahme erfüllt sind.

ε) *Andere Form des Darcy-Gesetzes. Anwendbarkeit der Potentialtheorie.*

Neuere Bestrebungen sind darauf gerichtet, aus dem Darcy-Gesetz der stationären Grundwasser- und Sickerwasserströmung die mathematisch möglichen Schlussfolgerungen in einer Form zu ziehen, die ihm eine bessere und allgemeinere Verwendbarkeit für die Praxis sichert. Da die Anwendung des Gesetzes im Abschnitt IV zu behandeln ist, ist es von Bedeutung, diese Gedanken hier kurz zu erläutern.

Das örtliche Gefälle J der Sickerströmung ist nach den Ausführungen weiter oben durch die Beziehung gekennzeichnet:

$$J = \frac{dz}{dy} \text{ für freien Spiegel, bzw.}$$

$$J = \frac{d(z + p/\gamma)}{dy} \text{ für Strömung unter Ueberdruck;}$$

wörin dz oder $d(z + p/\gamma)$ den Höhenunterschied der Wassersäulen in zwei Standgläsern mit dem Abstand dy angeben. Multipliziert man den Standrohrspiegelunterschied mit k und deutet den k -fachen Standrohrspiegel $k \cdot (z + p/\gamma)$ als Potential φ , dessen Ableitung die Filterschwwindigkeit v ist:

$$v = \text{grad } \varphi,$$

so kann man unter Berücksichtigung der Kontinuitätsgleichung des Geschwindigkeitsfeldes schliessen, dass das Potential φ der Laplace'schen Gleichung genügen muss:

$$\Delta \varphi = \frac{\delta^2 \varphi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \varphi}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 \varphi}{\delta z^2} = 0.$$

Damit ist die Sickerströmung auf die Potentialtheorie zurückgeführt

und lässt sich nach dieser mathematisch oder zeichnerisch (Orthogonalnetz) behandeln, wenn die Randbedingungen bekannt sind oder zutreffende Annahmen darüber gemacht werden können.

Diese Auffassung der Sickerströmung als Potentialströmung beruht auf der in der Regel zutreffenden Voraussetzung, dass bei den ausserordentlich kleinen Fliessgeschwindigkeiten im Boden die Trägheitskräfte bei Geschwindigkeitsänderungen in den unregelmässigen Querschnitten der einzelnen Haarröhrchen vernachlässigt werden können. Das führt wieder auf die oben bereits angegebene Grenze der Anwendbarkeit, die dann erreicht ist, wenn die Geschwindigkeit so gross wird, dass die Aenderung der Trägheitskräfte $\Delta (v^2/2g)$ innerhalb des betrachteten Strömungsbereiches merkbaren Einfluss auf das Strömungsbild gewinnt.

Ueber die Strömungsgesetze im sogenannten überkritischen Gebiet können auch aus der Potentialtheorie Schlüsse nicht gezogen werden. Hier bleibt nur der Weg der empirischen Feststellung durch Versuche, die auf breiter Grundlage auszuführen sind.

b) Die Sickerströmung in der lufthaltigen Bodenzone.

In der lufthaltigen Bodenzone vermag das Sickerwasser die Luft nicht völlig zu verdrängen. Zumindest bleiben einzelne Luft einschlüsse in Form von Bläschen im Boden zurück, die jeder Verschiebung einen sehr grossen Widerstand entgegensetzen (vergl. die Jamir'sche Kette, eine Reihe von in einer Kapillaren eingeschlossener Luftbläschen). Diese auch nach sehr langen Sickerzeiten immer im Boden verbleibenden Lufteinschlüsse nehmen in der Hauptsache die grösseren Bodenporen ein, weil die kleineren Porenschlote infolge der Kapillarkräfte das Wasser begieriger aufnehmen. Die leistungsfähigsten Querschnitte im Boden werden damit der Wasserbewegung mehr oder weniger entzogen. Die Grösse des verbleibenden wirksamen Querschnittes wechselt mit der Grösse und der Zahl der Lufteinschlüsse, die als Bläschen nur in einzelnen Poren haften, aber auch mehrere Bodenhohlräume umfassen können.

Die Sickerwassermenge ist von dem im Bodenkörper verbleibenden kleinsten wirksamen Gesamtquerschnitt abhängig. In ihm treten die grössten Sickergeschwindigkeiten auf. Die Durchlässigkeit wird also gegenüber der der luftfreien Bodenzone jedenfalls immer kleiner sein. Es ist anzunehmen, dass der Durchlässigkeitsbeiwert nicht linear mit der Bodenluftmenge, sondern wesentlich stärker

abnimmt. Schönwälder⁷⁾ fand unter bestimmter Versuchsanordnung die Durchlässigkeit von Sand verschiedener Korngrössen in der luft-haltigen Zone:

$$k_{lw} = \frac{k}{2},$$

wobei k die Durchlässigkeit des luftfreien Bodens bedeutet. Die Versuchsanordnung lässt aber nicht den Schluss zu, dass diese Feststellung verallgemeinert werden kann.

Zunker⁸⁾ glaubt, dass auch die Sickerströmung in der luft-haltigen Bodenzone dem Darcy-Gesetz folge, wenn k_{lw} für k gesetzt wird. Für die lotrechte Abwärtsbewegung mit $J = 1$ setzt er

$$v = k_{lw}$$

und gibt hierfür einen Beleg aus der Praxis. Die Allgemeingültigkeit des Darcy-Gesetzes für diesen Fall muss aber bezweifelt werden, weil es sich nach den Ausführungen weiter oben nicht mehr um einen gleichförmigen Strömungsvorgang handelt und erfahrungsgemäss das Darcy-Gesetz streng nicht mehr gilt, wenn das Gefälle (z. B. in Brunnennähe) zu gross wird. Andere einschlägige Untersuchungen liegen aber noch nicht vor.

III. BEWEGUNGSGESETZE DER KAPILLAREN SIKERSTOEMUNG.

a) *Schwierigkeit der Forschung.*

Obgleich die Erforschung der Kapillaritätserscheinungen und ihrer Grundgesetze bis zum Anfang des 19. Jahrhunderts zurückreicht, sind die Erfahrungen und Kenntnisse über die kapillare Wasserbewegung im Boden doch noch recht lückenhaft und erweiterungsbedürftig. Das liegt in der Hauptsache daran, dass die Ungleichmässigkeit der Korngrössen fast aller natürlichen Böden und ihre ausserordentlich grosse Mannigfaltigkeit von Fall zu Fall wechselnde Vorbedingungen schafft, die zu einer unübersehbaren Fülle stets verschiedener Erscheinungen führt. Auch Vageler⁹⁾ meint, dass die Hohlräume im Boden den Kapillaren der allgemeinen Physik nicht vergleichbar sind und schliesst: « dass es sicher nicht

7) Der Kulturtechn. 1928.

8) a. a. O.

9) P. Vageler; Kationen und Wasserhaushalt im Mineralboden; Berlin 1932.

übertrieben ist, zu sagen, dass irgendwie durch physikalische Rechnung fassbare Kapillaritätsercheinungen, selbst in dem gleichmässigst zusammengesetzten Boden überhaupt nicht existieren. »

Trotzdem sind gerade in jüngerer Zeit rein empirisch auf dem Wege des Versuchs wesentliche Fortschritte in der Erkenntnis einiger Teilgebiete des Problems erzielt worden. Diese wertvolle Bereicherung der Kenntnisse kam von Seiten der landwirtschaftlichen Bodenkunde. Bei ihr stehen die für die Pflanzenernährung wichtigen Fragen: Die kapillare Steighöhe und die Steiggeschwindigkeit im Vordergrund.

Die erste dieser Grössen ist für die erwähnte kapillare Wasserbewegung über eine Dammdichtung hinweg auch an dieser Stelle von Interesse. Die Steiggeschwindigkeit kann dagegen als für die hier zu behandelnde Aufgabe unwesentlich ausser Betrachtung bleiben, bei der wiederum stationäre Fliessvorgänge allein von Bedeutung sind. Verwiesen sei jedoch auf die Arbeiten von Vitols¹⁰⁾ und Kozeny¹¹⁾, die sich auf wertvolle, vorwiegend versuchstechnische Untersuchungen von Diro Kitao, Wollny, Atterberg und Zunker stützen.

b) Begriffsbestimmungen.

Auch bei der kapillaren Wasserbewegung im Boden sind praktisch zwei Strömungsarten zu unterscheiden und zwar:

- a) die kapillare Begleitströmung und
- b) die kapillare Sickerströmung.

Unter der *kapillaren Begleitströmung* wird die Wasserbewegung verstanden, die im « Kapillarsaum » der im Abschnitt II behandelten reinen Sickerströmung in der luftfreien Bodenzone dann auftritt, sobald der Boden feinkörnig genug wird, um Kapillarkräfte wirksam werden zu lassen. Das ist in natürlichen Böden immer der Fall.

Das Wasser der kapillaren Begleitströmung kann « geschlossen » sein, d. h. die die Kapillarwasserzone begrenzenden konkaven Wassermerisenken liegen mehr oder weniger in einer Ebene und durchgehende Luftsäulen sind in den Poren nicht vorhanden. Oder es ist « offenes » Kapillarwasser, das nicht alle Poren gleichmässig ausfüllt.

10) Vitols; Quelques remarques sur l'infiltration des eaux superficielles. Acta universitatis Latviensis 1926.

11) a. a. O.

Es ist erklärlich, dass das geschlossene Kapillarwasser nur in sehr gleichkörnigen Böden auftreten kann. Die Mächtigkeit des geschlossenen Kapillarsaumes ist meist gering, da der mit der Höhe der einzelnen kapillaren Wassersäulen wachsende Unterdruck zur Ausscheidung absorbierter Luft aus dem Wasser führt. In der Hauptsache wird das Wasser der kapillaren Begleitströmung also offenes Kapillarwasser sein.

Die *kapillare Sickerströmung* umfasst dagegen die an sich der Schwere folgende Wasserbewegung unter Mitwirkung von Kapillarkräften in der lufthaltigen Bodenzone in beliebiger Richtung. Das Wasser dieser Strömung ist stets offenes Kapillarwasser.

c) Die kapillare Begleitströmung.

Die Bewegung des Wassers der kapillaren Begleitströmung ist theoretisch und praktisch noch völlig ungeklärt. Als feststehend kann bisher nur gelten, dass der im Kapillarsaum nach aussen zunehmende Unterdruck das Wasser in den Poren festzuhalten sucht. Ob und in welchem Masse dadurch die Fliessgeschwindigkeit der Begleitströmung im Kapillarsaum verzögert wird und wie sich etwa das Geschwindigkeitsprofil ausbildet, kann noch nicht gesagt werden. Ob es möglich sein wird theoretisch oder durch Versuche Einblicke in die Geschwindigkeitsverteilung zu bekommen und Gesetze dafür anzugeben, muss zumindest für die Begleitströmung mit offenem Kapillarwasser wegen der Schwierigkeit der Ausführung entsprechender Versuche bezweifelt werden.

d) Die kapillare Sickerströmung.

Die kapillare Sickerströmung gleicht im Zustande des beharrenden Abflusses der im Abschnitt II b behandelten reinen Sickerströmung in der lufthaltigen Bodenzone mit Ausnahme ihrer Randzonen gegen den luffterfüllten Boden, in denen wiederum kapillare Begleitströmung mit offenem Kapillarwasser anzunehmen ist. Die Mitwirkung von Kapillarkräften, die im lufthaltigen Boden ohne Rücksicht auf die Korngrösse zumindest in der Form des Häutchen- und Porenwinkelwassers oder an der Grenze durchgehender Luftschlote immer vorhanden sind, wurde in dem genannten Abschnitt schon gestreift. Zunker glaubt deshalb für die geschlossenen Teile der kapillaren Sickerströmung auch das Darcy-Gesetz nach Bestimmung des k_{tw} -Wertes anwenden zu können. Auf die weiter

oben dagegen geltend gemachten Bedenken sei hier noch einmal verwiesen.

Demnach kann über die Geschwindigkeit der kapillaren Wasserbewegung im Beharrungszustande des Abflusses Sicheres nicht ausgesagt werden. Damit muss auch die Berechnung der Wassermengen als vorläufig noch nicht möglich gelten.

c) Die kapillare Steighöhe.

Die kapillare Steighöhe ist abhängig vom Durchmesser der Haarröhrchen bzw. vom Korndurchmesser des Bodens und von der Oberflächenspannung des Wassers. Diese ändert sich ihrerseits mit der Temperatur. Aus dem Laplace'schen Ansatz, dass der Normaldruck je cm^2 der Oberfläche eines konkaven Meniskus vom Halbmesser r (= Rohrhalmmesser) in einer engen zylindrischen Röhre um

$$P = \frac{2\alpha}{r} \text{ dyn/cm}^2 \quad (\alpha = \text{Oberflächenspannung tangential zur Wasseroberfläche oder « Kapillaritätskonstante »).$$

kleiner ist als der Normaldruck auf einen ebenen Spiegel kann man schliessen, dass der Meniskus eine Wassersäule von der Höhe

$$H = \frac{2\alpha}{\gamma \cdot g \cdot r} \text{ cm,}$$

worin γ als spezifisches Gewicht des Wassers in $\text{gr (Masse)/cm}^3 = \text{gr (Gew.) sec}^2/\text{cm}^4$ und g mit $981,4 \text{ cm/sec}^2$ einzusetzen ist, zu tragen vermag. Die Abhängigkeit von α von der Temperatur ist physikalischen Tabellen zu entnehmen.

Die Gleichung für H gibt naturgemäss die kapillare Steighöhe wegen der Ungleichmässigkeit der Haarröhrchenquerschnitte in natürlichen Böden nur näherungsweise wieder. Formeln unter Berücksichtigung dieser Ungleichmässigkeit haben Kozeny¹²⁾ und Zunker¹³⁾ abgeleitet. Auf die Wiedergabe der Ableitung sei hier verzichtet und nur die Beziehungen selbst mitgeteilt:

$$\text{Kozeny findet : } H = \frac{6\alpha(1-p)}{\gamma \cdot g \cdot p \cdot dk}$$

mit $\alpha =$ Kapillaritätskonstante, $p =$ Porosität oder scheinbares Porenvolumen, $\gamma =$ spezifisches Gewicht des Wassers in gr (Masse)/cm^3 und $dk =$ wirksamer Korndurchmesser (nach Kozeny).

12) Kozeny ; Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien 1927.

13) a. a. O.

Zunker leitet unter der Annahme, dass die Bodenteilchen im Durchschnitt Kugelform haben, ab:

$$H = \frac{60 \alpha}{\gamma \cdot g} \cdot \frac{1 - p}{pol} \cdot U.$$

Neben den Bezeichnungen von oben ist hierin *pol* das wirksame Porenvolumen (spannungs- und luftfrei) und *U* = spezifische Oberfläche in cm^2/cm^3 . Wegen der Begriffsbestimmungen für *dk*, *pol* und *U* muss hier auf die angeführten Arbeiten verwiesen werden.

Zunker stellt Steighöhenversuche verschiedener Forscher den berechneten Werten gegenüber und findet befriedigende Uebereinstimmung. Für die Praxis wird es sich empfehlen, wegen der Schwierigkeit der Bestimmung der einzelnen Bezugsgrössen auch die Steighöhe für einen gegebenen Boden durch Versuch zu ermitteln. Bei sehr feinkörnigem Boden dauert es aber sehr lange (Monate) bis der Endzustand erreicht ist. Auf die Schwierigkeit, im Versuch die natürliche Lagerung und den natürlichen Luftgehalt zu erzielen, muss auch hier ausdrücklich hingewiesen werden. Die Unähnlichkeit in dieser Hinsicht wächst mit zunehmender Feinkörnigkeit des zu verwendenden Bodens und verursacht u. U. erhebliche Abweichungen. Eine sorgfältige Kritik gewonnener Ergebnisse darf deshalb niemals fehlen.

IV. DIE ANWENDBARKEIT DER PHYSIKALISCHEN GESETZE FÜR AUFGABEN DER PRAXIS.

a) *Allgemeine Grenzen der Anwendbarkeit.*

Aus den Abschnitten II und III ergibt sich, dass die Fliess- und Sickervorgänge im Boden nur unter ganz bestimmten Voraussetzungen und Bedingungen durch physikalische Gesetze ausgedrückt werden können. Der Kreis der bisher erforschten Strömungsvorgänge umfasst nur einen kleinen Ausschnitt aus der grossen Mannigfaltigkeit der in der Natur auftretenden Arten der Wasserbewegung im Boden. Nur so weit das Darcy-Gesetz anwendbar ist, können die Strömungsgeschwindigkeiten und die Sickerwassermengen rechnerisch überhaupt erfasst werden. Die in Abschnitt II erläuterten Voraussetzungen und die Grenzen des Gesetzes ziehen den Kreis der berechenbaren Vorgänge gerade bei der hier zu erörternden Frage der Wasserverluste aus Talsperren besonders eng

und vermindern überdies die Genauigkeit der zu erwartenden Ergebnisse.

b) *Grenzen der k-Wertbestimmung.*

Das Darcy-Gesetz setzt zunächst die Bestimmung der Durchlässigkeit k voraus. Schon dabei stösst man bei Aufgaben der Praxis auf sehr grosse Schwierigkeiten. Zwar sind Verfahren und Geräte entwickelt, die es ermöglichen, Bodenproben unter Wahrung aller Eigenschaften, die sie an der Stelle ihrer natürlichen Entstehung oder an ihrer Einbaustelle haben, zu entnehmen und in dieser « ungestörten Lagerung » bis in den Versuchsraum und die Prüfgeräte zu bringen; das gelingt jedoch meist nur bei bindigen Böden. Bei körnigen kohäsionslosen Bodenarten versagen die bisher bekannten Entnahmegерäte¹⁴⁾ besonders dann, wenn die Probe mehr oder weniger waassergesättigt ist. Es ist dann nicht möglich, die natürliche Lagerungsdichte, die erfahrungsgemäss in weiten Grenzen schwankt, einwandfrei zu bestimmen und bei der Feststellung der Durchlässigkeit zu verwenden. Das übliche Verfahren, die Durchlässigkeit für die beiden Grenzwerte der Lagerungsdichte: lose eingefüllt und fest eingerüttelt oder gestampft, zu bestimmen und aus ihnen auf die wahrscheinliche Durchlässigkeit in der natürlichen Lagerung zu schliessen, birgt naturgemäss erhebliche Fehlerquellen.

Hinzu kommt weiter, dass die Fälle, in denen sich ein Boden völlig gleicher Eigenschaften in grösserer räumlicher Erstreckung im Untergrunde eines Staudammes oder in diesem selbst findet, sehr selten sind. In der Regel wechselt die Bodenart sowohl in der Lotrechten wie in der Wagerechten und selbst in ein und demselben Boden finden sich oft völlig verschiedene Lagerungsdichten. Auch ein Dammkörper aus sorgfältig ausgesuchten Baustoffen kann als Ganzes oder in Teilen nicht als völlig homogen angesehen werden, weil die Einbauverfahren und die Witterung während der Bauzeit immer eine gewisse Schichtung zur Folge haben.

Man steht damit schon unter einfachen Verhältnissen vor der grossen Schwierigkeit, die Probenentnahme in ausreichender Zahl und in richtiger Verteilung zuzuordnen und viele k -Werte bestimmen zu müssen. Hinzu kommt schliesslich die Tatsache, dass die einzelnen Bodenarten oder -schichten selten scharf gegeneinander abgegrenzt sind, sondern allmählich ineinander übergehen, wobei

¹⁴⁾ In der Erdbauabt. d. Pr. Vers. Anst. f. Wasserbau u. Schiffbau in Berlin wird z. Zt. ein neues Entnahmegерät erprobt, das diesen Nachteil vermeiden soll.

die Grösse der Uebergangszone auch noch starkem Wechsel von Ort zu Ort unterworfen ist. Diese Verhältnisse richtig zu erfassen und bei der Durchlässigkeit einwandfrei zu berücksichtigen, ist kaum je möglich und setzt einen Zeit-, Kosten- und Arbeitsaufwand voraus, der den Wert der erzielbaren Ergebnisse in der Regel weit überschreitet.

c) *Grenzen der Anwendbarkeit des Darcy-Gesetzes.*

Denn die Voraussetzungen des Darcy-Gesetzes schliessen seine Anwendung auf verwickelte, wechselnde Lagerungsverhältnisse nahezu aus oder machen doch, wenn die sonstigen Vorbedingungen erfüllt sind, die Zeichnung und Auswertung eines Strom- und Potentialliniennetzes sehr mühevoll und die Ergebnisse wenig zuverlässig. Um das zu erläutern, muss zunächst auf die Voraussetzungen des Gesetzes eingegangen werden. Den einfachen Ansatz:

$$v = \frac{q_0}{F} = k \cdot J = k \cdot \frac{dz}{dy}$$

kann man für praktische Aufgaben nur dann verwenden, wenn ausser k noch die Höhe des Sickerwasserstromes, dessen Breite — im ebenen Problem, das hier betrachtet wird — 1 ist, an zwei Punkten bekannt ist. Das ist der Fall, wenn der Sickerwasserstrom auf einer undurchlässigen Schicht aufruht und z. B. die Ein- und die Austrittshöhen bekannt sind, wenn also die «Randbedingungen» der Sickerströmung angegeben werden können. Ist der durchsickerterte Boden dann gleichmässig und hat einheitlich die Durchlässigkeit k und liegt ferner die undurchlässige Schicht horizontal, so ergibt sich die Sickerwassermenge mit den Bezeichnungen der nebenstehenden Abbildungen 2 und 3 je Längeneinheit in bekannter Weise ¹⁵⁾ zu:

$$q_0 = \frac{k}{2\beta} \cdot (z' - h').$$

Für unter β gegen die Horizontale geneigten dichten Untergrund lässt sich in gleicher Weise ableiten:

$$\beta \cdot y = - \frac{q_0}{k \cdot \beta} \log \text{nat} (q_0 - k \cdot J \cdot \beta) - z + \text{konst.}$$

Führt man die Eintritts- bzw. Austrittshöhen H und h ein, so erhält man mit $q_0 = 1 \cdot H \cdot k \cdot \beta$ die Gleichung der Spiegellinie zu:

¹⁵⁾ Forchheimer ; Hydraulik III. Aufl. S. 79 u. ff.

$$\beta \cdot y = H \cdot \log \text{nat} \frac{H - h_0}{H - z} - (z - h_0).$$

Das ist die Gleichung einer sehr flach verlaufenden Stau- oder Senkungskurve in einem offenen Wasserlauf mit dem Spiegelgefälle β . Wechselt die Durchlässigkeit über den Weg y , so kann man so lange abschnittsweise rechnen, als die Bodenarten mit verschiedener Durchlässigkeit einander in lotrechten Flächen berühren.

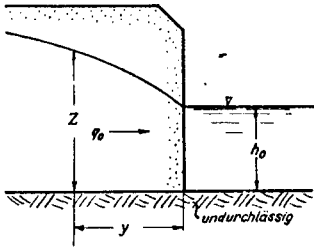


Abb. 2.

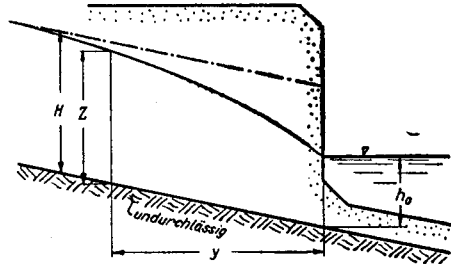


Abb. 3.

Unter den gleichen Voraussetzungen lassen sich auch Strom- und Potentialliniennetze zeichnerisch ermitteln und auswerten. Aber schon, wenn die Ein- und Austrittsflächen des betrachteten Erdkörpers nicht lotrecht stehen, sondern geneigt sind, kann weder die Rechnung streng angesetzt noch ein der Theorie genau entsprechendes Liniennetz gezeichnet werden und die bekannten Ansätze dieser Art ¹⁶⁾ sind nur als Näherungen zu werten.

d) Die « Hangquelle » und ihr Einfluss.

Neuere Forschungen haben nun zu der Erkenntnis geführt, dass die Rechnung auf Grund des Darcy-Gesetzes auch unter der oben gemachten Voraussetzung bekannter Austrittshöhe des Sickerwasserstromes, die man als erfüllt ansah, wenn das Sickerwasser in ein Becken oder einen Abfanggraben mit bekannter Spiegelhöhe austrat, nur zu einer Näherungslösung führt. Schaffernak stellte nämlich empirisch fest, dass der Austritt nicht in der Spiegelhöhe des Vorfluters erfolgt, sondern stets etwas höher. Es bildet sich also in jedem Falle eine « Hangquelle » wie beim Austritt aus einer Böschung.

Damit wird nicht nur die Austrittshöhe unbestimmt und eine der Randbedingungen unklar, sondern auch die Anwendbarkeit des

16) u. a. Schocklitsch ; Der Wasserbau I. Band S. 184 ff.

Darcy-Gesetzes für den böschungsnahen Teil der Sickerströmung, insbesondere für den Verlauf der Spiegellinie in Frage gestellt. Der Austritt aus dem Hang krümmt die Stromfäden so stark, dass die Voraussetzung des Darcy-Gesetzes — wenigstens örtlich — nicht mehr erfüllt ist. Ausserdem beeinflusst das die Böschung herabrieselnde Wasser auch die unteren Stromfäden im Sinne einer scharfen Abwärtskrümmung, sodass auch der untere Teil der Strömung in Mitleidenschaft gezogen wird.

Ohne Rücksicht auf diese auch bei Versuchen anderer Art, unter anderen den Brunnenversuchen von Ehrenberger¹⁷⁾, beständige Erscheinung der « Hangquellen » -Bildung muss in natürlichen Böden immer damit gerechnet werden, dass die Austrittshöhe der Spiegellinie aus einer Böschung nicht eindeutig bestimmbar ist, weil die reine Sickerströmung von einer Zone kapillar gehobenen Wassers begleitet wird, die sich auch in fortschreitender Bewegung befindet. Diese oben « kapillare Begleitströmung » benannte Strömung verwischt ihrerseits den Schnittpunkt der « Sickerlinie » mit der Böschung. Das von ihr geförderte Wasser wirkt in gleicher Weise wie die Hangquelle selbst auf den Spiegelverlauf im Erdkörper zurück. Damit wird der Gesamtvorgang der Dammdurchsickerung in der Praxis in mehrfacher Beziehung unbestimmbar.

Aus den gleichen Gründen müssen alle Versuche, den Schnittpunkt der Sickerlinie mit der Böschung bei bekannter Eintrittshöhe des Wassers in den Damm oder Erdkörper aus der Tatsache rechnerisch zu ermitteln, dass die Sickerlinie im Boden gleicher Durchlässigkeit eine Parabel ist, in der Praxis fehlschlagen. Sie beruhen ausserdem auf den unbegründeten Annahmen, dass die Sickerwassermenge dann ihren Grösstwert erreicht, wenn die Austrittshöhe des Sickerwasserstromes auf der Luftseite eines Dammes gleich der halben Eintrittshöhe auf der Wasserseite ist oder dass sich die Austrittshöhe wirklich einstellt, die die grösste mögliche Sickerwassermenge liefert.

c) Anwendung des Darcy-Gesetzes bei bekannten Randbedingungen.

Bessere Ergebnisse kann das Darcy-Gesetz nur dann liefern, wenn durch die Aufgabe die Bildung eines freien Spiegels im Erdkörper ausgeschlossen ist, die Durchsickerung unter statischem Ueberdruck erfolgt (« gespanntes Sickerwasser ») und der Sicker-

17) Ehrenberger ; Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und die Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes. Zeitschr. d. Oesterreich. Ing. u. Arch. Ver. 1928.

wasserstrom wiederum nach unten durch eine undurchlässige Schicht begrenzt wird. Dieser Fall liegt z. B. bei der Unterströmung eines auf durchlässigem Baugrund errichteten Wehres vor. Ist der Baugrund einheitlich und von bekannter Durchlässigkeit und sind ferner die Bereiche, in denen das Wasser im Oberwasser in den Untergrund eintreten und im Unterwasser wieder austreten kann, bestimmbar, so kann man ein Potentialliniennetz zeichnen und zur Bestimmung der Sickerwassermengen und der Drücke auf die Gründungssohle des Bauwerkes benutzen. Hierauf hat zuerst Forchheimer hingewiesen, nähere Angaben finden sich bei Schoklitsch¹⁸⁾.

f) *Folgerungen.*

Damit ist die beispielsweise Schilderung der auf Grund der bisher bekannten physikalischen Gesetze der Sickerströmung erfassbaren Vorgänge, soweit sie zu den hier erörterten Fragen gehören, erschöpft. Es hat sich gezeigt, dass unsere Kenntnisse nur gestatten, einen ganz kleinen Ausschnitt aus dem Gesamtproblem auf Grund theoretischer Betrachtungen und empirischer Feststellungen zu erfassen, wobei grösstenteils auch nur Näherungsergebnisse erzielt werden können. Insbesondere sind alle die Sickervorgänge, bei denen Kapillarwirkungen im Boden mitsprechen, noch so gut wie unerforscht und einer Berechnung nicht zugänglich.

V. DIE BEDEUTUNG VON MODELLVERSUCHEN ZUR BESTIMMUNG DER SICKERWASSERMENGEN UND DES SPIEGELVERLAUFES IN ERDKOERPERN.

a) *Begriffsbestimmung des Modellversuches.*

Es bleibt zu prüfen, ob Modellversuche die Möglichkeit bieten, die Durchsickerung eines Damms voranzubestimmen. Unter Modellversuchen werden nur die Versuche verstanden, die in einem geeigneten Massstabe unter geometrisch ähnlicher Nachbildung der Dammform und des Dammaufbaues aus Bodenarten, deren physikalische Eigenschaften denen der in der Natur zu verwendenden gleich oder ähnlich sind, Aehnlichkeit der Ausbildung des Spiegelverlaufes im Innern des Erdkörpers und der Sickerwassermengen

18) Schoklitsch : Der Wasserbau I. Bd. S. 183.

erwarten lassen. Durchlässigkeitsversuche und Versuche zur Bestimmung anderer physikalischer oder chemischer Eigenschaften der Bodenarten sind keine Modellversuche.

b) *Grenzen der Modellähnlichkeit.*

Nach den Ausführungen im Abschnitt IV bedarf es keiner weiteren Erläuterungen darüber, dass es von vornherein aussichtslos ist, im Modell die vielen Ungleichmässigkeiten nachahmen zu wollen, die jeder grössere, künstliche hergestellte Bodenkörper infolge der unvermeidbaren Unregelmässigkeiten der verwendeten Baustoffe selbst bei grösster Sorgfalt in der Auswahl der Bodenarten und beim Einbau ebenso aufweist, wie der natürliche Baugrund. Selbst wenn man annimmt, dass es unter besonders günstigen Verhältnissen gelingen würde, einen Dammkörper oder seine Teile aus in sich ganz gleichmässigen und einheitlichen Materialien herzustellen, so bleiben doch immer die durch die Einbauverfahren bedingten und unvermeidbaren Ungleichmässigkeiten, deren Wirkung naturähnlich im Modell nachzuahmen unmöglich ist, weil sie weder bekannt sind, noch überhaupt genau genug festgestellt werden können. Aus der grossen Zahl der möglichen Ursachen dieser Ungleichmässigkeiten seien hier nur die beim Walzen oder Abrammen unvermeidbaren von Schicht zu Schicht und in diesen selbst wechselnden Grade der Verdichtung oder der von der Witterung zurzeit des Einbaues stark abhängige Wassergehalt erwähnt.

Der Grad der Naturähnlichkeit und die Zuverlässigkeit der Modellversuchsergebnisse ist damit von vornherein begrenzt. Man kann aber voraussetzen, dass es auf diese Feinheiten der naturgetreuen Nachbildung des Modelles nicht ankommt, da man sich mit der Erreichung angenähert ähnlicher Ergebnisse begnügen wolle, um wenigstens einen Ueberblick über die Eigenschaften des geplanten Bauwerkes zu gewinnen. Es ist dann die Frage, nach welchen Gesichtspunkten der Masstab des Modelles zu wählen ist, damit der Verlauf der Durchsickerungen und die Sicker- Wassermengen wenigstens angenähert naturähnlich werden. Betrachtet werden dabei zunächst nur kohäsionslose, körnige Bodenarten. Und zwar werden zuerst die Möglichkeiten erörtert, die die Verwendung des gleichen Bodens im Modell und in der Natur bietet, dann wird geprüft ob eine Uebertragungsmöglichkeit der Modellversuchsergebnisse auch dann besteht, wenn im Modell andere Bodenarten ver-

wendet werden, als sie für die naturgrosse Ausführung in Aussicht genommen sind.

c) Die Aehnlichkeitsbeziehungen der reinen Sickerströmung.

Die Gleichung der Sickergeschwindigkeit war unter Vernachlässigung der Kapillarkräfte im Abschnitt II aus den Beziehungen entwickelt worden:

$$v = k \cdot \frac{dz}{dy} ; \text{ bzw. } \frac{q_0}{z} = k \cdot \frac{dz}{dy},$$

in der q_0 die Sickerwassermenge für die Einheit der Dammlänge ist. Durch Integration wurde für den angenommenen Fall der Dammdurchsickerung gefunden:

$$q_0 = \frac{k}{2l} (h^2 - h_0^2).$$

Denkt man sich nun einen aus dem gleichen Boden hergestellten Damm n -fach grösserer Abmessungen, so erhält man die Wassermenge Q_0 für die Längeneinheit dieses Dammes in gleicher Weise zu:

$$Q_0 = \frac{k}{2n \cdot l} n^2 (h^2 - h_0^2)$$

und durch Division der beiden Gleichungen:

$$\frac{Q_0}{q_0} = n ; \text{ bzw. } Q_0 = n \cdot q_0.$$

Für eine der kleineren Ausführung entsprechende Länge der Grossausführung würde die Wassermenge

$$Q = n^2 \cdot q \text{ werden.}$$

$$\text{Daraus folgt mit } V = \frac{Q}{F} ; v = \frac{q}{f} \text{ und } F = n^2 \cdot f :$$

$$V = v.$$

Damit führt also — mit den am Anfang dieses Abschnittes geschilderten unvermeidbaren Aehnlichkeitseinschränkungen und immer einen Boden ohne Kapillarwirkungen vorausgesetzt — jede geometrisch ähnliche Nachbildung eines durchsickerten Erdkörpers aus der gleichen Bodenart zu gleichen Sickergeschwindigkeiten in den beiden ähnlichen Ausführungen und, da wegen der geometrischen Aehnlichkeit der Querschnitte auch das Gefälle gleich ist, zu einer ähnlichen Ausbildung des Spiegelverlaufes im Erdkörper. Die

Sickerwassermengen sind aus den Modellwassermengen durch Multiplikation mit dem Quadrat des Massstabes zu errechnen.

Bestehen Klein- und Grossausführungen des Dammes je aus einem anderen Boden mit der Durchlässigkeit k' so wird die Sickerwassermenge:

$$q'_0 = k' \cdot \frac{(h^2 - h_0^2)}{2l}, \text{ bzw.}$$

$$Q'_0 = k' \cdot n \cdot \frac{(h^2 - h_0^2)}{2l} \quad \text{und}$$

$$v' = V'$$

Bei ähnlichen Dammsquerschnitten aus Bodenarten mit den Durchlässigkeiten k und k' ist ferner der Verlauf des Spiegels im Erdkörper ohne weiteres auch ähnlich.

Durch Division der Gleichungen für Q'_0 und für q_0 ergibt sich:

$$\frac{Q'_0}{q_0} = n \cdot \frac{k'}{k} \text{ bzw. für die Flächeneinheit:}$$

$$\frac{Q'}{k} = n^2 \cdot \frac{k'}{k}$$

$$\text{Ferner wird: } \frac{v'}{v} = \frac{V'}{V} = \frac{k'}{k}.$$

Diese Gleichungen geben die allgemeinen Aehnlichkeitsbeziehungen der reinen Sickerströmung für Böden ohne Kapillarwirkungen an, die wie folgt lauten würden:

« Die Sickergeschwindigkeiten in zwei geometrisch ähnlichen Erdkörpern aus Böden mit den Durchlässigkeiten k' und k verhalten sich ohne Rücksicht auf ihre Abmessungen wie die k -Werte; » und

« Die Sickerwassermenge eines Dammes mit der Durchlässigkeit k' ist aus der Sickerwassermenge eines Modelles mit der Durchlässigkeit k durch Multiplikation mit dem Quadrat des Massstabes und dem Quotienten der beiden k -Werte zu errechnen. »

d) Unähnlichkeit der kapillaren Vorgänge.

So einfach diese Aehnlichkeitsbeziehungen sind, so wenig praktische Bedeutung kommt ihnen leider aus dem Grunde zu, dass es selbst einen kohäsionslosen, körnigen Boden ohne jede Kapillarwirkungen nicht gibt. Im Dammbau spielen Böden mit grosser Ka-

pillarität sogar eine entscheidende Rolle. Will man also für Modellversuche natürliche Böden verwenden, so muss man mit den Kapillarwirkungen rechnen und diese verursachen in der Regel ohne die weiter unten zu erörternden Massnahmen so weitgehende Abweichungen von der Naturähnlichkeit des Modelles, dass die Ergebnisse völlig verfälscht werden.

Das folgt aus folgender Ueberlegung, die sich zunächst auf den Regelfall bezieht, dass im Modell der gleiche Boden oder die gleichen Bodenarten verwandt werden, die für die Grossausführung in Aussicht genommen sind oder sich im Untergrunde des Bauwerkes finden. Die Verwendung des gleichen Bodens in der Natur und im Modell hat dann in beiden Fällen — vorausgesetzt, dass das Modell hoch genug ist — die gleiche kapillare Steighöhe und die gleiche Mächtigkeit der kapillaren Begleitströmung zur Folge. Es bedarf kaum des Hinweises, dass die Modellwassermengen dadurch um so stärker geändert werden, je kleiner der Modellmasstab ist. Ausserdem wird aber auch der Verlauf der Spiegellinie im Erdkörper geändert, wie leicht bewiesen werden kann:

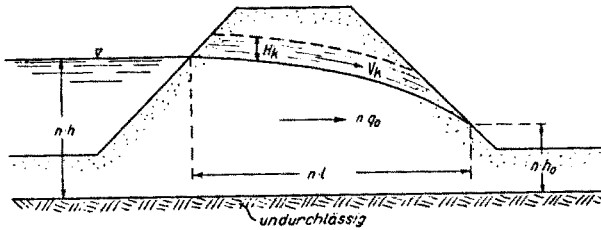


Abb. 4.

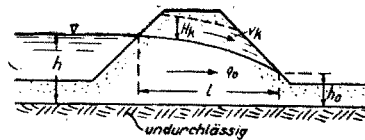


Abb. 5.

In den nebenstehenden Abbildungen 4 und 5 sei der Verlauf der Spiegellinien der reinen Sickerströmung und der kapillaren Begleitströmung in der Natur und im Modell wiedergegeben, wobei der Modellmasstab so gewählt sei, dass der Kapillarsaum noch nicht die Dammkrone des Modelles erreicht. Die Höhe des Kapillarsaumes ist in beiden Fällen H_k , die mittlere Geschwindigkeit der Begleit-

strömung sei V_k bzw. v_k . Sie wird im Modell kleiner sein als in der Natur, da das Gesamtgefälle n -fach kleiner ist, wenn auch die relativen örtlichen Gefälle gleich sind. Beide Geschwindigkeiten entziehen sich der Berechnung. Nimmt man als unteren Grenzfall an, dass die Geschwindigkeit der Begleitströmung allein vom Gesamtgefälle bedingt wird, so würde sie im Modell \sqrt{n} -fach kleiner sein als in der Natur. Da die Höhe der Mächtigkeit der Begleitströmung in beiden Fällen gleich ist, die Länge des Modelldammes aber n -fach kleiner, erhalten wir die Wasserspende der Begleitströmung im Modell

$$qk = Qk \cdot n^{-\frac{3}{2}} \quad (\text{unterer Grenzwert}).$$

Die Modellwassermenge ist also der der Sickerströmung gegenüber mindestens \sqrt{n} -fach zu gross.

Die in der Begleitströmung fliessende Wassermenge muss aus der Sickerströmung durch den kapillaren Aufstieg ergänzt werden. Auf welche Länge (in der Fliessrichtung) der Oberfläche die Auffüllung der Begleitströmung erfolgt, entzieht sich der Feststellung, ist aber auch ohne Bedeutung. Da der kapillare Aufstieg in der Zeiteinheit und je Flächeneinheit allein vom verwendeten Boden abhängig, also für Modell und Natur gleich gross ist, muss er sich im Modell auf eine im Verhältnis \sqrt{n} grössere Länge des Spiegels erstrecken. Die kapillaren Kräfte wirken als Saugkräfte im Sinne einer Druckverminderung auf den Spiegel, sie suchen den Spiegel zu heben. Diese Spiegelhebung kann im Modell nicht der Natur ähnlich sein, da sie sich auf eine im Verhältnis zu grosse Länge erstreckt. Die Hebung des Spiegels auf der davon betroffenen Strecke wirkt sich auch auf der in der Fliessrichtung stromab anschliessenden Strecke aus, selbst wenn hier ein kapillarer Aufstieg zum Ersatz des absickernden Wassers nicht mehr stattfindet. Damit wird der ganze Spiegelverlauf unähnlich, und zwar in um so stärkerem Masse, je kleiner der Massstab des Modelles gewählt wird.

e) *Wege zur Erzielung der Ähnlichkeit der kapillaren Vorgänge.*

Es ist nun die Frage, ob dieser Unähnlichkeit des Modelles infolge der Kapillarwirkungen durch besondere Massnahmen begegnet werden kann. Die Lösung dieser Aufgabe würde weit in das Gebiet der physikalischen Chemie und der Bodenphysik führen. Sie kann abschliessend noch nicht gegeben werden. Wohl aber lässt sich ein Weg zeigen, auf dem voraussichtlich die Lösung unter

Zuhilfenahme weiterer Versuche gefunden werden kann. Es ist folgender:

Gelingt es, die kapillare Steighöhe im Modell durch Verwendung einer anderen Flüssigkeit als Wasser herabzusetzen, ohne dass sich gleichzeitig die Durchlässigkeit des Bodens ändert, so ist die Lösung einfach. Man hat dann bei einer möglichen Herabsetzung der Steighöhe auf $1/n$ der natürlichen nur dieses Mass als Modellmasstab zu wählen, um die Sickerströmung und die kapillare Begleitströmung mit den weiter oben angegebenen Einschränkungen im Modell naturähnlich zu erhalten.

Ändert sich mit der Verwendung einer anderen Modellflüssigkeit auch die Durchlässigkeit, so kann man nach gesonderter Bestimmung der Durchlässigkeit k' — unter Verwendung der Modellflüssigkeit — die Versuchsergebnisse nach der oben entwickelten Beziehung umrechnen oder einen Modellboden aufsuchen, dessen Durchlässigkeit für die zu verwendende Modellflüssigkeit gleich der des natürlichen Bodens ist. Das setzt umständliche Versuche voraus.

Die Richtung, in der in beiden Fällen die Änderung der Modellflüssigkeit bzw. diese und die des Bodens zu suchen ist, kann den Beziehungen für die kapillare Steighöhe und für die Durchlässigkeit entnommen werden, die in der von Kozeny angegebenen Form wie folgt lauten:

$$H = \frac{6 \alpha (1 - p)}{\gamma \cdot g \cdot p \cdot d_w}$$

$$k = \frac{\gamma \cdot g \cdot d_w^2}{\eta} \cdot \mu \cdot \frac{p^2}{36 (1 - p)^2}$$

Wegen der Bezeichnungen sei auf Abschnitt II verwiesen, aber auch daran erinnert, dass p , d_w , μ und die Hygroskopizität ihrer Grösse nach untereinander verknüpft sind. Die Wirkung der Änderung eines dieser Werte auf die anderen ist deshalb nicht ohne weiteres zu übersehen und bedarf besonderer Feststellungen durch Versuche, bei denen die zu verwendende Modellflüssigkeit an die Stelle des Wassers treten muss. Versuche über den Einfluss im Wasser gelöster Salze und von Säuren, die in dieser Richtung ausgewertet und ausgebaut werden können, liegen schon zahlreich vor. Ihnen ist zu entnehmen, dass es verhältnismässig leicht gelingt, die Kapillaritätskonstante α auf die Hälfte ihres Wertes für Wasser herabzudrücken, ohne dass eine entsprechende Vergrösserung der absoluten Zähigkeit η eintritt, der man auch durch Erwärmung der Flüssigkeit entgegenarbeiten könnte.

Der Hinweis auf die Möglichkeiten, die ein derartiges Vorgehen eröffnet und die anscheinend bisher noch nicht verfolgt worden sind, muss an dieser Stelle genügen. Schwierig und mühsam werden Modellversuche auf diesem Wege immer sein und es kann kein Zweifel darüber bestehen, dass etwaige Erfolge immer nur auf kohäsionslose, körnige Böden beschränkt bleiben werden.

f) *Bindige Böden im Modell.*

Denn für kohärente Böden gibt es überhaupt nicht die Möglichkeit, Sicker Vorgänge naturähnlich im verkleinerten Massstabe nachzubilden. Die Gründe hierfür sind folgende:

Die Durchlässigkeit dieser Böden ist von dem Drucke abhängig, unter dem sie an ihrer Einbaustelle oder Lagerungsstätte stehen. Einwandfreie Verfahren zur Durchlässigkeitsbestimmung nehmen darauf Rücksicht. Mit dem Druck ändern sich gleichzeitig Wassergehalt und Standfestigkeit (Schubfestigkeit). Die einer Druckänderung entsprechenden Werte dieser Grössen stellen sich um so langsamer ein, je kleiner die Durchlässigkeit ist; bei Tonen unter Umständen erst nach Wochen und Monaten. Im Modellversuch sind Massnahmen, um die den kleineren Abmessungen des Modelles an sich entsprechenden geringeren Drucke auf die der Lagerung in der Grossausführung heraufzusetzen und sie auf die Dauer zu halten, kaum ausführbar und jedenfalls sehr schwierig und umständlich. Die Durchlässigkeit des Modelles wird also ohne derartige Massnahmen grösser sein als in der Natur. Damit würde man sich noch abfinden können, weil man die Durchlässigkeit ihrer Beziehung zum Druck entsprechend umrechnen könnte. Ausgeschlossen ist dieses Vorgehen aber bezüglich der Aenderung der Durchlässigkeit mit der Dammhöhe, z. B. der eines Tonkernes in einem Damm. In der Natur erreichen diese Aenderungen u. U. merkliche Beträge, während sie im Modell mit abnehmender Massstabsgrösse immer kleiner werden.

Ferner ist zu beachten, dass die Durchlässigkeit von Lehmen und Tonen an sich sehr klein ist und dass damit die am Eingang dieses Kapitels erwähnten Störungen infolge der Unmöglichkeit, die Lagerung und die durch das Einbauverfahren bedingten Eigenschaften naturähnlich im Modell nachzuahmen, leicht überwiegenden Einfluss bekommen. Diesen Unähnlichkeiten gegenüber spielt die der kapillaren Steighöhe im kleineren Massstabe keine Rolle, um so weniger als sie bei bindigen Böden meist so gross ist, dass

der Aufstieg des Kapillarwassers auch in der Natur bis zur Oberfläche reicht.

Aus all diesen Gründen kann es keinem Zweifel unterliegen, dass das oben vorangestellte Urteil über die unvermeidbare Unähnlichkeit von Modellversuchsergebnissen mit kohärenten Böden berechtigt ist.

g) Folgerungen.

Insgesamt führen die Feststellungen dieses Kapitels zu dem Schluss, dass Modellversuche zur Bestimmung des Spiegelverlaufes in Erdkörpern und der Sicker Mengen bei der Verwendung von Wasser als Modellflüssigkeit keinen Erfolg versprechen. Bei kohäsionslosen Böden geht die Naturähnlichkeit der reinen Sickerströmung infolge der unvermeidbaren Mitwirkung der kapillaren Wasserbewegung verloren; bei bindigen Böden infolge der Abhängigkeit der Durchlässigkeit vom Druck und wegen der nicht auszuschaltenden Unähnlichkeit der Lagerungsverhältnisse.

Bei kohäsionslosen Böden lässt die Verwendung anderer Flüssigkeiten im Modell als in der Natur die Möglichkeit naturähnlicher Modellversuchsergebnisse zwar offen, die erforderlichen Verfahren müssen aber noch ausgearbeitet werden. Da Dammbauten allein aus kohäsionslosen Bodenarten immer Ausnahmefälle sein dürften, haben auch diese Verfahren kaum grössere praktische Bedeutung.

VI. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.

In Zusammenfassung der Ausführungen der Abschnitte IV und V muss leider festgestellt werden, dass die heutigen Kenntnisse von der Bewegung des Wassers im Boden bei weitem noch nicht ausreichen, um die Wasserverluste aus Talsperren infolge Versickerung durch den Untergrund oder den Damnkörper selbst sicher voranzuberechnen. Auch Modellversuche versprechen nur in wenigen, praktisch bedeutungslosen Fällen Erfolg. Bei der Mannigfaltigkeit der Bodenarten, dem steten Wechsel ihrer Eigenschaften und der sehr grossen Zahl der in der Natur vorkommenden Schichtenfolgen immer wechselnder Mächtigkeit und Ausdehnung besteht auch kaum Hoffnung, dass das Ziel streng jemals erreicht werden wird. Auch die sorgfältigsten Beobachtungen und Messungen an ausgeführten Anlagen lassen sich auf Neuanlagen nicht einfach übertragen, weil sich völlig gleiche Verhältnisse niemals finden. Trotzdem

sind gerade sie geeignet, unsere Kenntnisse zu vertiefen und allmählich einen Schatz von Erfahrungen zu schaffen, der es erlauben wird, die voraussichtlichen Sickerwasserverluste wenigstens näherungsweise zu bestimmen. Dabei müssen die Wasserverluste durch den Untergrund eines geplanten Damms im Vordergrund des Interesses stehen, weil sie die wichtigeren sind; denn durch sorgfältige Auswahl der für den Damm selbst und sein Dichtungsmittel (Kern- oder Schalendichtung) bestimmten Bodenarten und durch zweckmässige Einbauverfahren wird es immer gelingen, die Wasserverluste durch den Dammkörper auf ein ungefährliches Mass herabzudrücken und verbliebene Sickerwassermenge durch geeignete Einrichtungen unschädlich abzuführen. Der Baugrund in der Talsohle und an den Hängen ist dagegen gegeben, künstliche Dichtungsmassnahmen, sind teuer und häufig wenig erfolgreich.

Einen Weg zur näherungsweise Feststellung der voraussichtlichen Wasserverluste durch den Untergrund hat Terzaghi dadurch gewiesen, dass er auf Grund der Untersuchung sehr zahlreicher Bodenproben «Durchlässigkeitsprofile» entwirft, die die Durchlässigkeitsverhältnisse des in Frage kommenden Gebietes der Sicherungen zeichnerisch wiedergeben. Auf diese Weise gelingt es, die «mittlere Durchlässigkeit» zu bestimmen und damit weiter zu rechnen. Das Verfahren bedarf aber noch der Bestätigung durch Beobachtungen und Messungen an ausgeführten Dämmen. Auf die möglichst umfassende, grosszügige Anlage dieser Beobachtungen und Versuche unter Heranziehung der in Frage kommenden Forschungs- und Versuchsanstalten kann deshalb nicht dringend genug hingewiesen werden. Ihre Kosten lohnen sich im Hinblick auf das grosse Ziel immer dann, wenn die Ergebnisse nicht nur als wertvolle Bereicherung des Archivs der ausführenden Stelle betrachtet, sondern durch Veröffentlichung bekannt gemacht und an geeigneter Stelle gesammelt werden.

AUSZUG AUS DEN ERGEBNISSEN.

Die Wasserbewegung durch einen Dammkörper oder durch den Untergrund einer Talsperre kann durch physikalische Gesetze nur dann ausgedrückt werden, wenn die Bodenbeschaffenheit zur Bildung eines Netzes feiner Röhren führt, die eine statistische Regelmässigkeit ihrer Verteilung und Querschnittsausbildung aufweisen. Bei grösseren Hohlräumen, Klüften und Rissen ist diese Voraussetzung im allgemeinen nicht erfüllt, wohl aber bei allen körnigen, kohäsionslosen und bei den bindigen (kohärenten) Böden.

Wird bei diesen nur der Zustand beharrenden Abflusses betrachtet und Unveränderlichkeit des äusseren Druckes bei voller Wassersättigung vorausgesetzt, so können sie einheitlich behandelt werden. Ihre Durchlässigkeit ist dann nur dem Grade nach verschieden. Für sie gilt das Darcy-Gesetz: $v = k \cdot dz/dy = k \cdot J$ — mit $k =$ « Durchlässigkeit » in m/s und $dz/dy = J =$ örtliches Spiegelgefälle — dann, wenn in den einzelnen Haarröhren das Hagen-Poiseuille'sche Gesetz der Proportionalität zwischen mittlerer Geschwindigkeit und Druckgefälle gewahrt ist. Die dem Darcy-Gesetz folgende Strömung im Boden lässt sich auch als « Potentialströmung » auffassen und behandeln.

Diesem Gesetz folgt die « reine Sickerströmung » unter der die Wasserbewegung im Boden verstanden wird, die — wie die des « Grundwassers » — alle Bodenporen voll ausfüllt, sodass als massgebende Kräfte nur die Schwerkraft und die Reibung wirken. In der lufthaltigen Bodenzone treten zu diesen Kräften noch Kapillarkräfte hinzu. Trotzdem glauben Forscher auch hier das Darcy-Gesetz, wenigstens für bestimmte — innere — Bereiche anwenden zu können, indem sie die durch Luft einschlüsse verminderte Durchlässigkeit besonders bestimmen und einführen. Sobald aber Kapillarkräfte die Wasserbewegung massgebend beeinflussen, wie bei der « kapillaren Begleitströmung » im Kapillarsaum der reinen Sickerströmung oder bei der « kapillaren Sickerströmung », können Gesetze für den Beharrungszustand der Strömung nicht angegeben werden.

Die Anwendbarkeit des Darcy-Gesetzes für Aufgaben der Praxis, insbesondere für die Vorausbestimmung der Wasserverluste oder des Spiegelverlaufes in einem Damm, ist beschränkt. Die Voraussetzungen und die notwendige Kenntnis der « Randbedingungen » schränken die Verwendung selbst in dem Falle ein, dass der durch-

sickerte Bodenkörper überall die gleiche Durchlässigkeit hat. Denn die Austrittshöhe der « Sickerlinie » lässt sich, wie neuere Forschungen gezeigt haben, selbst dann nicht völlig einwandfrei bestimmen, wenn der Austritt in einen Vorfluter mit freiem Spiegel erfolgt. Auch unter diesen einfachen Verhältnissen tritt eine « Hangquelle » auf, wie beim Austritt in Luft. Diese stört den Verlauf der Strombahnen in ihrer Nähe. Hinzu kommen im natürlichen Boden immer kapillare Vorgänge. Die Versuche, die Austrittshöhe zu berechnen oder zeichnerisch zu bestimmen, können deshalb nur Näherungs- aber keine strengen Lösungen bringen.

Wegen der Unähnlichkeit der kapillaren Vorgänge im Modell und in der Natur, bei Verwendung des gleichen Bodens, können auch Modellversuche bisher nicht mit Aussicht auf Erfolg zur Lösung des Problems herangezogen werden; ganz abgesehen davon, dass es nicht möglich ist, die natürlichen Ungleichmässigkeiten der Schichtung oder des Einbaues einwandfrei nachzubilden. Die Möglichkeit, wenigstens Aehnlichkeit der kapillaren Vorgänge im Modell zu erzielen und die Versuchsergebnisse nach den einfachen Aehnlichkeitsbeziehungen umzurechnen, scheint bei körnigen Böden zwar zu bestehen, sie erfordert aber eine Vertiefung der Forschung. Bei bindigen Böden scheitert die naturähnliche Nachbildung der Sickervorgänge an der Unmöglichkeit, den äusseren Druck des Bodens im Modell dem natürlichen Druckverlauf anzugleichen.

Es bleibt deshalb nur die Möglichkeit, nach dem Vorschlage Terzaghi's durch Entnahme sehr zahlreicher Bodenproben « Durchlässigkeitsprofile » zu entwerfen und aus ihnen auf die « mittlere Durchlässigkeit » des Untergrundes zu schliessen.

SUMMARY

The movement of water through a dam or the subjacent soil can only be expressed by physical laws when the composition of the earth leads to the formation of a system of extremely fine pipes which afford a distribution and formation of statistically regular transversal sections. When there are large hollows, breaks and cracks, this hypothesis does not generally work out, but applies to all granulated soils.

With reference to these latter, given a permanent inert state and a steady external pressure, the mass being completely saturated with water, these soils may be treated in the same way. In this event, the only difference is in their degree of permeability; the Darzy law is then applied:

$V = k \cdot \frac{dz}{dy} = k \cdot J$ in which the formula $k =$ « impermeability » in metres/sec, and $\frac{dz}{dy} = J =$ difference in height of the local level, if, for the small individual capillary pipes, the Hagen-Poiseuille law of proportionality between the mean speed and the drop pressure is duly verified. The current forming in the mass of the soil, conforming to the Darcy law, thus be treated as a « potential » current. This law governs the « exclusive infiltration current ». By this is understood the movement of the water in the mass of the soil which, like the movement of subterranean water, completely fills all the pores of the soil, so that the only forces in operation are weight and friction.

In the « downstream » zone, the forces of capillarity are added to the afore-mentioned forces.

Nevertheless, the authors of the researches think that, even in this case the Darcy law can be applied, at least to a certain extent of the internal mass, by determining and introducing, in particular, the decrease of permeability due to air inclusions.

But as soon as the forces of capillarity act on the movement of the water, as in the case of « accompanying capillary current » in the capillary margin of the current apart from infiltration or in the case of « infiltration capillary current », it is not possible to indicate the law for the state of current inertia.

The possibility of applying the Darcy law to the problem set in practice, especially for determining beforehand the water losses or level variations of a dam, is somewhat restricted. The limits of

this basis are constituted by hypotheses that one is obliged to construct as well as by the requisite knowledge of the « marginal condition », even in a case where the mass of the soil in which the infiltration occurs, has the same permeability everywhere; for recent researches have shown that it is then impossible to determine, without error, the height at which the « infiltration curve » comes out, even when this is carried out at a free level in an evacuation channel.

When these simple conditions have been fulfilled, there is also a « source of slope » as when coming out into the open air; this source produces a disturbance of the movement of the liquid streams in its vicinity; to this is also added other phenomena of capillarity in the natural ground.

Consequently, tests for estimating or calculating the exit height cannot provide a rigorously accurate solution, but merely approximations.

Moreover, one is unable to rely with certainty on tests carried out on a model, owing to the difference in the phenomena of capillarity between the model and in nature, even when using the same soil, apart from the fact that it is impossible to obtain perfectly the natural irregularities of stratification and construction.

It would, however, in the case of granulated soils, be possible to secure a similarity of capillarity phenomena and transform the results thus obtained by tests according to simple ratios of similitude; but these would demand very extensive research work.

In binding soils, the reproduction of infiltration phenomena resembling those occurring in nature, encounter the impossibility of securing for the model an external pressure which follows the curve of natural pressure.

Therefore, the only thing to be done is to carry out Mr. Terzagh's proposal, which consists of taking numerous samples of soil and deducing from them « permeability profile » projects and to draw from these profiles « the mean permeability » of the subsoil.

RESUME

Le mouvement de l'eau à travers un barrage ou le sol sous-jacent ne peut être exprimé par des lois physiques que lorsque la composition de la terre conduit à la formation d'un réseau de tubes extrêmement fins qui donne une répartition et une formation de sections transversales statistiquement régulières. Quand il existe de grandes cavités, crevasses et fissures, cette hypothèse ne se trouve pas en général réalisée, mais elle l'est dans toutes les terres grenues, sans cohésion, ainsi que dans les terres liantes (cohérentes).

Si, dans ces dernières, on suppose uniquement un état inerte permanent, ainsi qu'une pression extérieure constante, la masse étant complètement saturée d'eau, on peut traiter ces terres de la même façon. Dans ce cas, leur degré de perméabilité seul diffère; on peut appliquer alors la loi Darcy: $v = k \cdot \frac{dz}{dy} = k \cdot J$ dans laquelle formule $k =$ « imperméabilité » en mètres/sec. et $\frac{dz}{dy} = J =$ différence de hauteur de niveau locale, si, pour les petits tubes capillaires individuels, la loi de proportionnalité Hagen-Poiseuille entre la vitesse moyenne et de chute de pression se trouve vérifiée. Le courant qui se forme dans la masse de terre, conformément à la loi de Darcy, peut aussi se traiter comme courant « potentiel ». Cette loi régit le « courant d'infiltration exclusif ». On entend par là le mouvement dans la masse de terre de l'eau qui, comme le mouvement de l'eau souterraine, remplit complètement tous les pores de la terre, en sorte que les seules forces agissantes sont la pesanteur et le frottement.

Dans la zone « Aval », des forces de capillarité viennent encore s'ajouter aux forces précédentes.

Néanmoins, les auteurs des recherches pensent que, même dans ce cas, on peut appliquer la loi de Darcy, du moins dans une certaine étendue de la masse intérieure, en déterminant et introduisant, en particulier, la diminution de perméabilité due aux infiltrations d'air.

Mais, dès que les forces de capillarité influent sur le mouvement de l'eau, tel le cas de « courant capillaire d'accompagnement » dans la marge capillaire du courant exclusif d'infiltration ou le cas de « courant capillaire d'infiltration », on ne peut pas indiquer de loi pour l'état d'inertie du courant.

La possibilité d'appliquer la loi de Darcy au problème qui se

pose dans la pratique, en particulier pour déterminer à l'avance les pertes d'eau ou les variations de niveau d'un barrage, est assez limitée. Les limites de cette base sont constituées par les hypothèses qu'on est obligé de faire ainsi que par la connaissance nécessaire des « conditions marginales », même dans le cas où la masse de terre, dans laquelle se produit l'infiltration, possède partout la même perméabilité; car on ne peut pas alors, comme le montrent les recherches récentes, déterminer, sans erreur, la hauteur à laquelle sort « la courbe d'infiltration » même lorsque cette s'exécute à niveau libre dans un canal d'évacuation.

Il se produit aussi, quand ces conditions simples se trouvent remplies, une « source de pente » comme dans la sortie à l'air libre; cette source produit dans son voisinage une perturbation dans la marche des filets liquides; à cela viennent encore s'ajouter d'autres phénomènes de capillarité dans le terrain naturel.

Par conséquent, les essais pour évaluer ou pour calculer la hauteur de sortie ne peuvent pas donner de solution rigoureusement exacte, mais seulement des approximations.

On ne peut pas non plus se baser sûrement sur des essais sur modèle à cause de la différence des phénomènes de capillarité dans le modèle et dans la nature, même en employant la même terre, sans tenir compte, d'ailleurs, du fait qu'il est impossible de réaliser parfaitement les irrégularités naturelles de la stratification ou de la construction.

Il serait cependant possible, quand il s'agit de terres grenues, de réaliser la similitude de phénomènes de capillarité et de transformer les résultats obtenus par les essais d'après les rapports simples de similitude; mais ceux-ci exigent des travaux de recherches très poussés.

Dans les terres liantes, la reproduction de phénomènes d'infiltration, semblables à ceux qui se passent dans la nature, se heurte à l'impossibilité d'obtenir dans le modèle une pression extérieure qui suive la courbe de la pression naturelle.

Il ne reste plus, par conséquent, que la mise en application de la proposition de M. Terzaghi qui consiste à prélever de très nombreux échantillons de terre et d'en déduire des projets de « profils de perméabilité » et de tirer de ces profils « la perméabilité moyenne » du sous-sol.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 31

ERFORSCHUNG DER PHYSIKALISCHEN GESETZE, NACH
WELCHEN DIE DURCHSICKERUNG DES WASSERS DURCH
EINE TALSPERRE ODER DURCH DEN UNTERGRUND STATT-
FINDET.

REFERAT erstattet von

Dr. Friedrich SCHAFFERNAK

*ordentlicher Professor des Wasserbaues
an der Technischen Hochschule in Wien.*

Die Beantwortung der Frage über die physikalischen Gesetze, nach welchen die Durchsickerung des Wassers durch ein Dammobjekt oder durch den Untergrund stattfindet, hat notwendigerweise zur Voraussetzung, dass man vorerst die Strömungsvorgänge in einem inhomogenen Sickerwasserträger darzustellen in der Lage ist.

Der allgemeinste Fall von Inhomogenität im hydraulischen Sinne liegt dann vor, wenn die Durchlässigkeit des Sickerwasserträgers nach Ort und Richtung wechselt. Von besonderer praktischer Bedeutung sind aber nur jene Fälle von Inhomogenität, bei welchen der Sickerwasserträger aus einzelnen Lagen in sich vollkommen

homogenen Materiales aufgebaut ist, die jedoch untereinander verglichen, verschiedene Durchlässigkeiten k im Sinne des Darcy-schen Gesetzes aufweisen. Es sollen daher im folgenden auch nur die Strömungsvorgänge in Sickerwasserträgern von derartigem schichtenförmigen Aufbau näher untersucht werden.

Bei einem geschichteten Sickerwasserträger kann nun die Aufeinanderfolge von parallelen Schichten sowie deren Durchlässigkeiten so stetig wechseln und die Schichtstärke d so gering sein, dass man sich in erster Annäherung an Stelle der tatsächlichen Strömung mit der in der Strömungsrichtung wechselnden Durchlässigkeit k eine Ersatzströmung mit einer, von der Strömungsrichtung α abhängigen Durchlässigkeit k_x denken kann (Abb. 1). Man hat damit den Fall des stetig inhomogenen Sickerwasserträgers gekennzeichnet, wie ihn annähernd ein schichtenweise aufgebauter Erdkörper einer Talsperre, eines Hochwasserdammes oder wie ihn ein von Wasser oder Wind feinschichtenförmig umgelagertes Bodenmaterial darstellt.

Das andere Extrem, vom Gesichtspunkte der Inhomogenität betrachtet, ist jener Aufbau des Sickerwasserträgers, bei dem die Materiallagen bereits so mächtig sind, dass man nicht mehr mit einer Ersatzströmung, sondern mit den tatsächlichen Strömungsvorgängen zu rechnen hat, soll das Endergebnis nicht nur eine Annäherung in ganz roher Form darstellen. Auch dieser Fall ist für die wasserbauliche Praxis von Bedeutung, weil Dammobjekte für gewöhnlich erhebliche Unterschiede in der Materialzusammensetzung einzelner Bauteile, wie beispielsweise in der dichtenden Aussenhaut, im dichtenden Kern oder in der durchlässigen, luftseitigen Schüttung aufweisen und weil im Sperrenuntergrunde, namentlich wenn er fluvialer Entstehung ist, sehr unetstetige Lagerungsverhältnisse vorhanden sein können.

Deutlicher und überzeugender als jede theoretische Betrachtung zeigt ein Versuch den Unterschied der Strömungserscheinungen in verschiedenartig aufgebauten Sickerwasserträgern.

Schüttet man in einem Glastroge abwechselnd Sandmaterial mit den Durchlässigkeiten k_1 und k_2 in den Schichtstärken d_1 und d_2 , dann bilden sich zackenförmige Stromlinien aus, wie sie in Abb. 2 zu ersehen sind. Je geringer die Schichtstärke ist, desto weniger tritt die Auszackung in Erscheinung.

Vergrössert man dagegen die Schichtstärke d , dann nehmen die Stromlinien jene komplizierten Formen an die, neben der Einhaltung der Bedingungen am Rande und an der Oberfläche der

Sickerwasserströmung, vor allem durch jene an den Grenzflächen der Materiallagen bestimmt werden (Abb. 3).

Was die theoretische Behandlung des Problemes der Sickerwasserströmung im inhomogenen Sickerwasserträger betrifft, ist es naheliegend, in erster Linie zu untersuchen, ob die Lösung in ähnlicher Weise durchgeführt werden kann, wie sie für die Aufgaben der Grundwasserströmung im homogenen Boden gefunden worden ist.

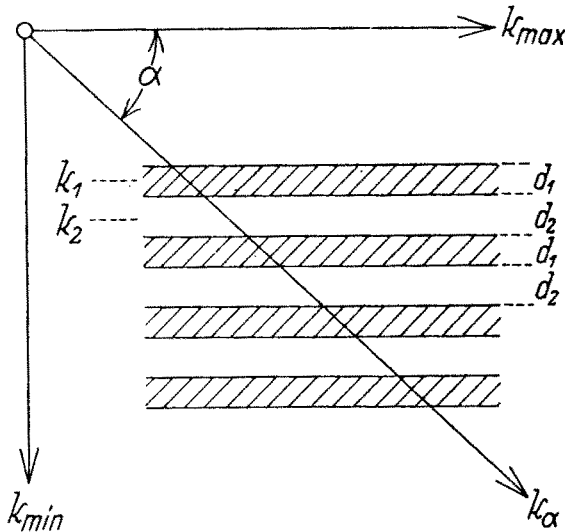


Abb. 1.

Es ist heute wohl schon zum Gemeingute alle Wasserbauingenieure geworden, dass für homogenes Bodenmaterial die Behandlung von Grundwasseraufgaben im Wege des Modellversuches oder im Wege der Rechnung beziehungsweise eines graphischen Verfahrens mit Zugrundelegung der Lehren von der Potentialströmung mit Erfolg durchgeführt werden kann.

Die Zulässigkeit und die Abbildungsregel des Modellversuches für homogenes Material ergibt sich bekanntlich aus dem Bestehen

des Darcy'schen Gesetzes $v = k \frac{\Delta h}{\Delta n}$ (*), und die Möglichkeit der

Verwendung der Theorie der Potentialbewegung wird aus der for-

(*) v = Filtergeschwindigkeit nach der n -Richtung, k = Durchlässigkeit, $\frac{\Delta h}{\Delta n}$ = Standrohrspiegelgefälle in der n -Richtung.

malen Uebereinstimmung des Aufbaues der Kontinuitätsgleichung für die Grundwasserbewegung und jener der Bewegung mit Geschwindigkeitspotential hergeleitet.

Bei Beantwortung der Frage über die Zulässigkeit der Modell-darstellung bei inhomogenem Material ist vor allem zu beachten, dass innerhalb der einzelnen homogenen, also einheitlich durchlässigen Materiallagen die formale Uebereinstimmung der Sickerwasserbewegung mit einer Potentialbewegung erhalten bleibt. Es liegt also auch bei einem inhomogenen Material von der eingangs gekennzeichneten Beschaffenheit eine Potentialbewegung vor. Versuchstechnisch besteht gegenüber einem durchwegs homogenen Sickerwasserträger der Unterschied nur darin, dass neben den sonst üblichen Randbedingungen für Oberfläche und undurchlässige Begrenzungen nun auch jene Bedingungen richtig abzubilden sind, die an den Trennungsf lächen der einzelnen Materiallagen bestehen müssen. Diese Forderung ist dann erfüllt, wenn die Fließlinien im Naturvorgang und im Modell ähnlich gestaltet sind.

Die theoretische Behandlung von Sickerwasserströmungen in geschichtetem Material, wie sie von R. Dachler (*) unter Zugrundelegung des Satzes vom kleinsten Zwange vorgenommen worden ist, hat gezeigt, dass beim Uebergang eines Stromfadens an der Trennungsf läche zweier verschieden durchlässiger Materiallagen eine Bedingung erfüllt werden muss, die nur von dem Verhältnis der beiden verschiedenen Durchlässigkeiten abhängig ist.

Sind nämlich β und γ die Winkel, welche der Stromfaden $S - S$ (Abb. 4) mit der Trennungsf läche $A - B$ einschliesst, dann ist nach der zitierten Adhandlung

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2k_1}{k_1 + k_2} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{2k_2}{k_1 + k_2} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Dies führt aber zu der sehr einfachen Beziehung

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \gamma} = \frac{k_1}{k_2}$$

das heisst, an jeder Grenzfl äche zweier durchsickerter Schichtlagen muss eine scharfe Ablenkung der Stromlinie analog der Brechung eines Lichtstrahles an der Grenzfl äche zweier Medien eintreten (siehe Abb. 3 und 7a — d), wobei beim Sickervorgang das Ablen-

(*) R. Dachler : Ueber Sickerwasserströmungen in geschichtetem Material. In Folge 7 der Mitteilungen des Hydrologischen Institutes der Technischen Hochschule Wien. Die Wasserwirtschaft, Wien 1933.

Siehe auch O. Hoffmann : Permagioni d'aqua e loro effetti nei muri di ritenuta. Milano 1928.

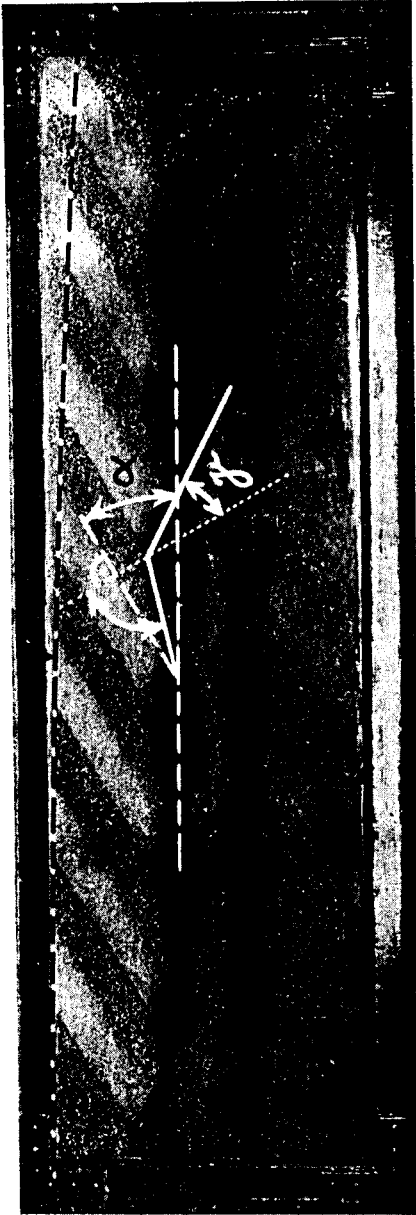


Abb. 2 und 3.

kungsgesetz in Form des Quotienten aus den Tangenten der Ablenkungswinkel ausdrückbar ist.

Um also die geometrische Aehnlichkeit der Fliesslinien in der Natur und im Modellversuch zu erreichen, muss es genügen, wenn die verschiedenen Durchlässigkeitswerte der einzelnen Materiallagen des Modellversuches zueinander im selben Verhältnis stehen, wie die Durchlässigkeitswerte der entsprechenden Materiallagen in der Natur. Sind also k_{N_1} , k_{N_2} usw. die verschiedenen Durchlässigkeiten des Sickerwasserträgers in der Natur und k_{M_1} , k_{M_2} usw. die entsprechenden Werte im Modellversuch, so lautet die Abbildungsregel für die Durchlässigkeiten :

$$k_{N_1} : k_{N_2} : \dots : k_{N_n} = k_{M_1} : k_{M_2} : \dots : k_{M_n}$$

wobei diese Abbildungsregel grundsätzlich sowohl für stetig wie unstetig inhomogenes Material anwendbar ist.

Bei sehr geringer Schichtstärke im stetig inhomogenen Material tritt die Durchlässigkeit der einzelnen homogenen Materialschichten praktisch zurück gegenüber der Durchlässigkeit des ganzen Schichtenkomplexes, der dann in der Regel durch die beiden Durchlässigkeitswerte k_{max} und k_{min} parallel und normal zur Schichtung eindeutig gekennzeichnet wird (*). Es lautet dann die Abbildungsregel

$$k_{maxN} : k_{minN} = k_{maxM} : k_{minM}$$

Die Durchlässigkeitswerte k_{max} und k_{min} können bei stetig inhomogenem Material mit den abwechselnd gleichen Schichtstärken d_1 und d_2 und den Durchlässigkeiten k_1 und k_2 , wie folgt berechnet werden.

Unter Benützung der Bezeichnungen in Abb. 1 ergibt sich für die Standrohrspiegeldifferenz

$$\text{in der Schichte } d_1 \dots \dots \dots \Delta h_1 = v \frac{d_1}{h_1}$$

$$\text{in der Schichte } d_2 \dots \dots \dots \Delta h_2 = v \frac{d_2}{h_2}$$

somit im Schichtenkomplex $(d_1 + d_2)$:

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = \frac{v(d_1 + d_2)}{k_{min}} = v \left(\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2} \right)$$

Die Durchlässigkeit senkrecht zur Schichtfolge ergibt sich hieraus zu

$$k_{min} = \frac{d_1 + d_2}{\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2}}$$

(*) Siehe Fussnote Seite 4.

oder, wenn $d_1 = d_2$ gesetzt wird, zu

$$k_{min} = \frac{2 k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

Für die Durchlässigkeit parallel zur Schichtfolge gilt für die Wassermenge

in der Schichte $d_1 \dots \dots \dots q_1 = d_1 k_1 \frac{\Delta h}{\Delta n}$

in der Schichte $d_2 \dots \dots \dots q_2 = d_2 k_2 \frac{\Delta h}{\Delta n}$

und im Schichtenkomplex $(d_1 + d_2): q_1 + q_2 = (d_1 + d_2) k_{max} \frac{\Delta h}{\Delta n}$.

Die Durchlässigkeit parallel zur Schichtfolge ergibt sich hieraus zu

$$k_{max} = \frac{k_1 d_1 + k_2 d_2}{d_1 + d_2}$$

oder, wenn $d_1 = d_2$ gesetzt wird, zu

$$k_{max} = \frac{k_1 + k_2}{2}$$

Was den Weg der Rechnung betrifft, so ist bei fein geschichtetem, also stetig inhomogenem Material eine mathematisch und

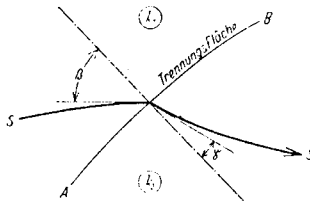


ABB. 4.

mechanisch exakte Lösung wenigstens grundsätzlich möglich, weil für diesen Aufbau das Verteilungsgesetz der Durchlässigkeiten $k\alpha$

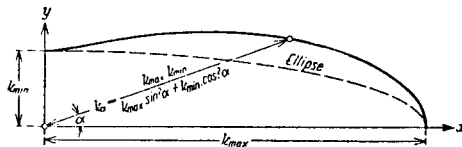


ABB. 5.

berechnet werden kann. Die Anwendung des Satzes vom kleinsten Zwang führt zur Lösung der Aufgabe und ergibt den in Abb. 5

a)



b)



c)



d)



ABB. 6.

dargestellten Zusammenhang zwischen der Durchlässigkeit k_a und der zugehörigen Strömungsrichtung α (*).

Eine weitere rechnerische Behandlung unter Zugrundelegung dieser Beziehung kommt aber wegen der ausserordentlichen, mathematischen Schwierigkeiten im allgemeinen praktisch nicht in Frage. Dagegen ist es gelungen, für den in der Praxis besonders häufig anzutreffenden Fall des feingeschichteten Materials in waagrechter Lagerung ein einfaches Näherungsverfahren auszuarbeiten.

Aehnlich liegen die Verhältnisse bei un stetig inhomogenem Material. Die an den Trennungsflächen einzelner Materiallagen geltenden Bedingungen können zwar mathematisch exakt formuliert werden, doch führen rein rechnerische Methoden wegen der mathematischen Schwierigkeiten nicht zum Ziele. Hier wird also die versuchs-technische Lösung durch richtige Abbildung im Modell am zweckmässigsten sein. Nur für den Sonderfall der Sickerwasserbewegung durch einen un stetig inhomogenen Dammkörper wird am Schlusse ein rechnerisch-graphisches Näherungsverfahren gegeben werden.

Nach diesen allgemeinen Feststellungen soll nunmehr an die Anwendung der gewonnenen Leitsätze auf den Modellversuch und auf die rechnerisch-graphische Behandlung geschritten werden.

Von grösster Wichtigkeit ist jedenfalls die Erkenntnis, dass der richtig eingeleitete Modellversuch ein, man kann sagen, universelles Hilfsmittel für die Lösung aller einschlägigen Fragen bildet. Die Beschäftigung mit derartigen Modellversuchen, auch wenn sie sich, wie in den nachfolgenden Beispielen gezeigt wird, nur auf Strömungsvorgänge in theoretisierender Form erstreckt, zeigt doch genügend eindringlich, von welcher Grössenordnung die Abweichungen sein können, die eine Vernachlässigung der Art und Stärke der Inhomogenität des Materials ergibt.

Als erstes Beispiel sei die Unterströmung einer ebenen Fundamentplatte behandelt, die einen ähnlichen Strömungsverlauf hervorrufen muss wie etwa eine flach gegründete Eisenbetonsperre oder ein dichter Erddamm gleicher Basisbreite B .

Abb. 6a zeigt das bekannte Stromlinienbild bei homogenem Untergrunde. Die Stromlinien sind nur näherungsweise konfokale Ellipsen, wenn der durchlässige Untergrund endlich begrenzt ist, wie dies bei dem durchgeführten Versuche der Fall war.

Abb. 6b gibt einen Versuch wieder, bei dem der Untergrund aus grob-feinen, horizontalen Schichtlagen besteht. Ein schwaches Ab-

(*) Siehe Fussnote Seite 4.

flächen der Stromlinienform ist bemerkbar. Verstärkt man, wie im Versuch Abb. 6c, die Inhomogenität der Sandlagen, dann wird diese symmetrische Abflachung des Stromlinienverlaufes immer entschiedener. Von besonderem Interesse sind die Formen in Abb. 6d, wo der Untergrund schräg geschichtet ist. In diesem Falle ist eine ausgesprochen asymmetrische Verdrückung der Stromlinien festzustellen.

Jedenfalls ist aber aus den Abbildungen zu entnehmen, dass die Form der Stromlinien und damit die Grösse der Sickergeschwindigkeit und nicht zuletzt die Beanspruchung des Untergrundes eine ganz verschiedene sein wird, je nachdem sich der Aufbau des Bodens vollzogen hat.

Wenn die vorangeführten Bilder den Fall der Unterströmung bei annähernd stetig inhomogenem Bodenmaterial charakterisieren, soll nunmehr auch der un stetig inhomogene Boden in seiner Wirkungsweise gezeigt werden.

Zunächst in Abb. 7a und 7b die Unterströmung unter einer wie zuvor geformten Fundamentplatte. Es werden, wie sich aus einem Vergleich mit Abb. 6 ergibt, die Anomalien gegenüber dem stetig inhomogenen Material noch weiter verstärkt.

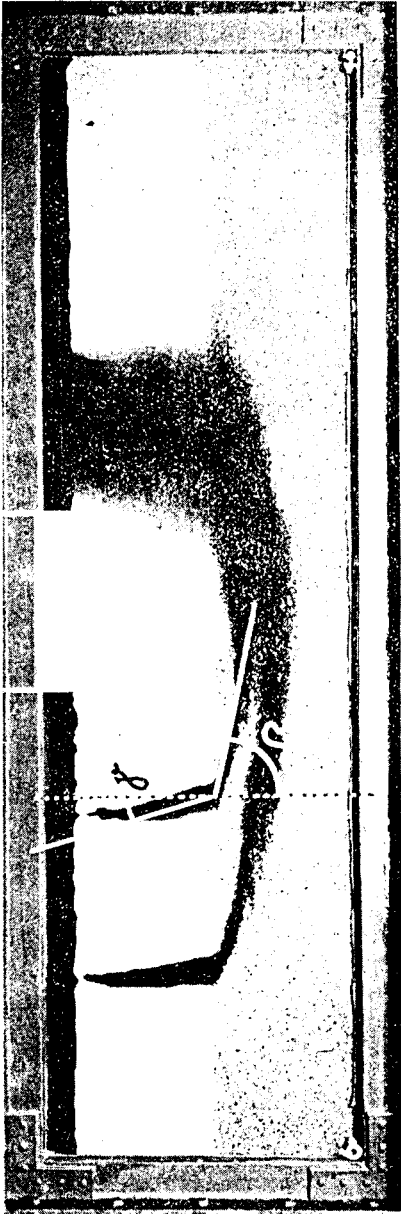
Im Versuche nach Abb. 7a. folgt auf eine obere, mächtige, horizontale Feinsandlage eine grobe Schichte. Die ursprüngliche Symmetrie der Strömungslinien bleibt aufrecht, doch werden sie in vertikaler Richtung, und zwar namentlich im Bereiche der Feinlage, stark abgelenkt, so dass man den Eindruck gewinnt, als ob das Wasser an der Eintrittseite in die Tiefe gezogen würde.

Bei Groblage oben und Feinsandlage unten, Abb. 7b, wird der Durchfluss durch die relativ dichte Unterlage stark behindert und daher erleiden die Stromlinien im Bereiche der Groblage eine starke Abflachung. Der Strömungszustand ähnelt eben jenem, der sich bei homogenem Untergrunde und seicht liegender, undurchlässiger Schichte ausbildet.

Um auch den Fall einer Durchsickerung eines Dammkörpers aus un stetig inhomogenem Material zu veranschaulichen, sei auf die Abb. 7c und 7d verwiesen. Beide zeigen den Strömungsverlauf, wie er sich im luftseitigen Fusse eines mit grobem Sandmaterial bedeckten, geschütteten Dammes einstellt.

Im besonderen ist aus Abb. 7c der Strömungsvorgang zu ersehen, wenn der Spiegel des Binnenwassers auf Terrainhöhe abgesenkt ist. Bemerkenswert ist noch der Unterschied in der Form der freien Oberfläche und in der Form einer beliebigen, innenliegenden

a)



b)



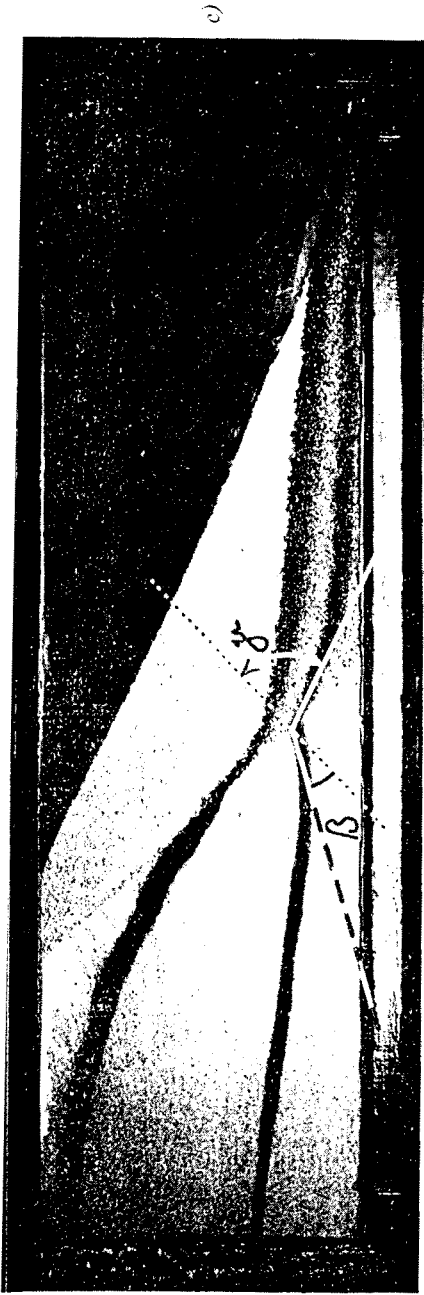


Abb. 7.

Stromlinie, welcher Unterschied in der Verschiedenheit der Rand- bzw. Grenzbedingungen des Vorganges begründet ist. Abb. 7d dagegen zeigt den Strömungszustand bei hoch gelegenen Binnenwasser. Auffällig ist die scharfe Umkehr der unteren Stromlinie in eine Lage, die bei A einen senkrechten Austritt zur Böschung, welche in diesem Falle eine Linie gleichen Standrohrspiegels ist, ergibt.

Jedenfalls erweisen diese Lichtbilder, dass man beim gegenwärtigen Stand der Versuchstechnik in der Lage ist, mit Hilfe des Modellversuches die gestellten Fragen mit einer für die Aufgaben der Praxis genügenden Genauigkeit und, was nochmals hervorgehoben werden soll, in allgemeiner Form zu beantworten. Selbstverständlich setzt die Ausführung praktisch verwendbarer Modellversuche eine entsprechende Einrichtung und Ausgestaltung der Versuchsbehelfe und die nötige versuchstechnische Erfahrung voraus. In dem vom Verfasser eingerichteten Hydrologischen Institute an der Technischen Hochschule in Wien ist auf die Ausbildung der Apparatur wie der Verfahren für den Modellversuch von Sickerströmungen ein besonderes Augenmerk gerichtet worden, und hat die mehrjährige Beschäftigung mit Sickerwasseraufgaben theoretischer und praktischer Art auch dazu geführt, eine Reihe von rechnerisch-graphischen Verfahren zu entwickeln*, die, soweit sie für das inhomogene Material übertragbar, oder besser gesagt, anpassungsfähig sind, nunmehr erläutert werden sollen.

Zunächst sei das Näherungsverfahren** beschreiben, das bei feingeschichtetem Material waagrechter Lagerung zur Anwendung kommen kann. Vorausgesetzt ist dabei die Kenntnis der Durchlässigkeiten k_{max} und k_{min} in den beiden Hauptrichtungen waagrecht und lotrecht.

Das Verfahren besteht im wesentlichen darin, dass der ganze Sickerwasserträger im waagrechten Sinne verzerrt gezeichnet wird und zwar derart, dass alle Abmessungen in einem bestimmten Verhältnis verkürzt werden. Der so verzerrte Strömungsbereich kann nun bezüglich seiner Durchlässigkeit als homogen betrachtet werden, so dass in diesem Bereiche alle, bei homogenem Material anwendbaren rechnerischen, graphischen und versuchstechnischen Methoden für die Aufsuchung des Strömungsbildes Anwendung finden können.

(*) F. Schaffernak und R. Dachler: Versuchstechnische Lösung von Grundwasserproblemen. Folge 6 der Mitteilungen des Hydrologischen Institutes an der Technischen Hochschule in Wien « Die Wasserwirtschaft », Wien, 1931.

(**) Siehe Fussnote Seite 4.

Das tatsächliche Strömungsbild in der Natur ergibt sich dann durch Entzerrung des entworfenen Strömungsbildes. Das notwendige Verhältnis für die Verzerrung beträgt $(k_{max} / k_{min})^{1/2}$ und die ersatzweise anzunehmende, einheitliche Durchlässigkeit für den verzerrten Strömungsbereich ist $k = (k_{max} \cdot k_{min})^{1/2}$. Diese beiden Werte ergeben sich aus der Forderung, dass für alle waagrecht und lotrecht durchströmten Gebietsteile der Durchfluss im Naturbild und in der verzerrten Darstellung an einander entsprechenden Stellen der gleiche ist.

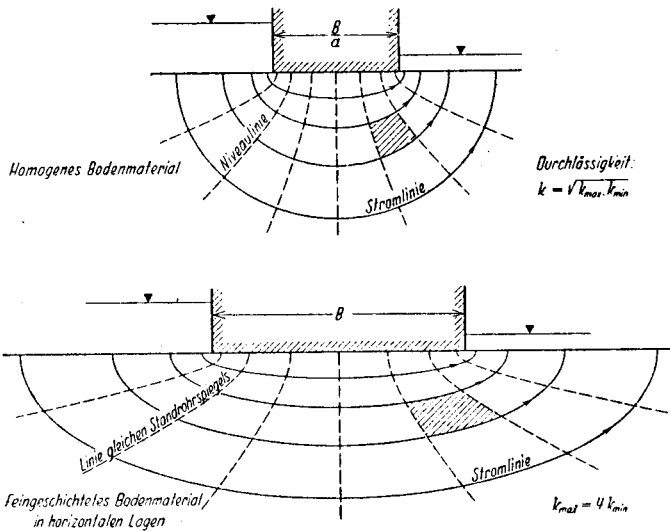


ABB. 8.

Das Verfahren gibt nur Näherungslösungen, weil dabei nur die Durchlässigkeitswerte in den beiden Hauptrichtungen berücksichtigt werden und der durch die Abb. 5 gekennzeichnete Zusammenhang zwischen Durchlässigkeit und Richtung ausser acht bleibt. Nur für gewisse, besonders einfache Randbedingungen, wie sie bei Umströmung von lotrechten Spundwänden oder waagrechten Fundamentplatten in Sickerwasserträgern mit waagrechten Begrenzungen vorkommen, ist das Verfahren vollkommen exakt und daher unter Umständen auch bei einer rein rechnerischen Lösung solcher Sickerprobleme anzuwenden.

Der Fall der Umströmung einer waagrechten Fundamentplatte auf einem Sickerwasserträger von sehr grosser Tiefenerstreckung

ist in Abb. 8 dargestellt. Dem Verhältnisse $k_{max} : k_{min} = 4$ entsprechend, waren die Naturmasse auf die Hälfte zu verkleinern und in diesem, so verzerrten Gebiet mit der einheitlichen Durchlässigkeit $k = 2 k_{min} = 1/2 k_{max}$ das Strom- und Niveauliniensystem nach den Regeln der Potentialtheorie zu konstruieren. Die Uebertragung dieser Liniensysteme in die unverzerrten Masse in der Natur liefert die tatsächlichen Stromlinien und die Linien gleichen Standrohrspiegels. Da im feingeschichteten Material das allgemeine Strömungsbild keine formale Uebereinstimmung mit der Potentialströmung aufweist, sind die Linien gleichen Standrohrspiegels keine Niveaulinien der Strömung. Wie aus Abb. 8 zu ersehen ist, entsprechen den orthogonalen Kurvensystemen der Niveau- und Stromlinien im verzerrten Bild die zu einander nicht mehr orthogonalen Systeme der Stromlinien und der Linien gleichen Standrohrspiegels in der Natur.

Für den Sonderfall einer Sickerwasserbewegung durch ein un stetig inhomogenes Material, wie es beispielsweise bei einem geschütteten Damm vorhanden ist, lässt sich die Form der freien Oberfläche des Sickerwassers, die Sickerlinie, mit Hilfe des Ansatzes von J. Dupuit berechnen*. Hiernach beträgt die Sickermenge q in einem Dammsstreifen von der Breite 1 (Abb. 9)

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

woraus unter Berücksichtigung der Randbedingungen am luftseitigen Dammfuss für die Sickerwassermenge die Gleichung

$$q = k (z_a - h) \cdot \operatorname{tg} \alpha \left(1 + \ln \frac{z_a}{z_a - h} \right)$$

und für die freie Austrittshöhe $z_a - h$ die Gleichung

$$\frac{z_a^2 - z_n^2}{(z_a - h) \left(1 + \ln \frac{z_a}{z_a - h} \right)} = 2 l \operatorname{tg} \alpha$$

folgt.

Ist die Unterwasserhöhe $h = 0$, dann ergibt sich

$$q = kz_a \operatorname{tg} \alpha$$

und

$$z_a = - l \operatorname{tg} \alpha + \sqrt{l^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + z_n^2}.$$

Für Dämme mit stark geneigten Sickerlinien verlieren obige Gleichungen ihre Giltigkeit. Man kann eine Verbesserung nach L. Casagrande dadurch herbeiführen, dass man im Ansatz von

(*) F. Schaffernak: Ueber die Standsicherheit durchlässiger, geschüttelter Dämme. Folge 3 der Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau in Wien. « Allgemeine Bauzeitung », Wien, 1917.

Dupuit an Stelle der Projektion dx des Sickerlinienelementes dessen tatsächliche Länge ds einführt. Man erhält demnach die analogen Gleichungen für z_a und q , wenn man in allen zuvor entwickelten Gleichungen 1 durch s und $l \sin \alpha$ durch ds ersetzt.

Für einen Dammquerschnitt Abb. 10), der beispielsweise aus zwei verschiedenartigen Materialien mit den Durchlässigkeiten k_1

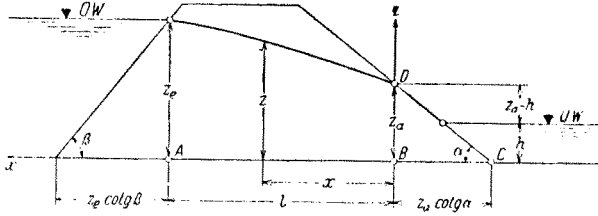


Abb. 9.

und k_2 geschüttet ist, muss dann an den Uebertrittstellen die Kontinuitätsgleichung gewahrt bleiben, das heisst, es muss die Wassermenge, welche dem ersten Dammabschnitt mit einer Austrittshöhe z_a'' bei einer Unterwasserhöhe z_p' entströmt, gleich der Wassermenge sein, welche den zweiten Dammabschnitt bei einer Eintrittshöhe z_p' und einer Austrittshöhe z_a' durchsickert. Es hat sich als zweckmässig erwiesen, im Wege einiger Proberechnungen die diesen Bedingungen entsprechende Spiegellage zu bestimmen.

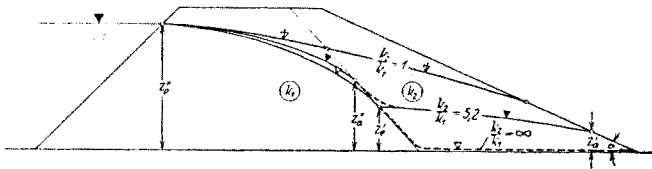


Abb. 10.

In Abb. 10 sind für verschiedene Verhältnisse der Durchlässigkeitswerte, und zwar für $k_2/k_1 = 1$, $k_2/k_1 = 5,2$ und $k_2/k_1 = \infty$, die nach dem verbesserten Verfahren gerechneten Formen der Sickerlinien wiedergegeben. Ein Vergleich mit Abb. 7c, wo im Versuche auch das Verhältnis $k_2/k_1 = 5,2$ eingehalten worden ist, zeigt die gute Uebereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Erforschung der physikalischen Gesetze, nach denen in einem Dammobjekt oder im Untergrunde die Durchsickerung des Wassers erfolgt, kann in allgemeinste Art mit Hilfe von Modellversuchen erfolgen. Die Modellregel verlangt, dass sich die Durchlässigkeiten der einzelnen Schichtlagen im Modelle wie jene der entsprechenden Schichtlagen in der Natur verhalten.

Für einige Sonderfälle kann die Lösung auch auf rechnerisch-graphischem Wege gefunden werden.

Die Aufstellung eines Programmes für die Durchführung der Laboratoriumsarbeit erübrigt sich, weil derartige Untersuchungen über Sickerungen im inhomogenen Material nach gleichen Grundsätzen durchgeführt werden, wie sie sonst bei Modellversuchen mit homogenen Sickerwasserträgern üblich sind.

Es ist Aufgabe der Internationalen Talsperrenkommission jene Fälle namhaft zu machen, die einer besonderen Bearbeitung unterzogen werden sollen.

SUMMARY

Investigation of the laws of the flow of water through dams or through the subsoil, can be carried out by means of experiments with appropriate models.

Experiments with models require the ratio between the coefficients of permeability of the individual layers used in the model to be in strict conformity with that of the corresponding strata in nature.

For some special cases, however, the solution of the problem can also be found by theory.

There is no need to establish special rules for carrying out the laboratory work, because the experimental investigation concerning the flow of water through non-homogenous materials can be carried out in the same manner as the model-tests concerning the flow of water through homogenous materials.

It is the task of the International Commission of Large Dams to indicate those cases which should be made subject to special investigations.

RESUME

La recherche des lois physiques suivant lesquelles l'écoulement des eaux se produit dans une digue ou dans le sous-sol, peut être effectuée d'une manière générale au moyen d'essais sur modèles appropriés.

Pour ces essais il est indispensable que la relation entre les coefficients de perméabilité des couches particulières dans le modèle soit rigoureusement égale à celle entre les coefficients des couches correspondantes dans la nature.

Certains cas spéciaux, toutefois, permettent une solution théorique du problème.

L'établissement d'un procédé pour l'exécution des travaux de laboratoire n'est pas nécessaire, étant donné que les recherches de ce genre sur l'écoulement des eaux dans les matériaux non-homogènes sont faites suivant les mêmes principes qui s'appliquent généralement aux essais sur modèles concernant les matières homogènes chargées d'eaux de suintement.

Il incombe à la Commission Internationale des Grands Barrages d'indiquer les cas qui doivent être soumis à un traitement spécial.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 32

INTERNATIONALE TALSPERREN KOMMISSION.

KONGRESS 1933

Niederländisch-Indisches Komitee.

Frage 2b

**Das strömen von Wasser durch Erddämme und
deren Unterlage**

Von Prof. Ir. H. C. P. DE VOS. Bandoeng

VORWORT.

Wenn durch ein durchlässiges, zwischen zwei ungleich hohen Wasserspiegeln gelegenes Bodenmaterial Wasser strömt, wird sich die obere Begrenzung des Raumes, der von dem vom hohen gegen das niedrige Niveau strömenden Wasser erfüllt ist, in Form einer gekrümmten Fläche einstellen. Unterhalb dieser Fläche ist der Boden vollständig mit sich bewegendem Wasser gesättigt, sind alle Poren mit demselben ganz gefüllt und herrscht in jedem Punkt ein gewisser hydraulischer Druck, der grösser ist als der atmosphärische und der gegen die Grenzfläche hin abnimmt, um in derselben selbst gerade gleich dem atmosphärischen Druck zu werden. Oberhalb der Grenzfläche enthält der Boden indessen auch noch Wasser,

sind die Poren ebenfalls ganz gefüllt mit demselben und kann sich auch dieses Wasser bewegen, jedoch ist der daselbst herrschende Druck kleiner als der atmosphärische, das Wasser ist sogenannt « kapillar ». Die Dicke der kapillaren Schichte hängt vollständig von der Korngrösse des Bodens ab und kann von einigen Dezimetern bis zu einigen Metern betragen. Die obere kapillare Grenzfläche wird - sofern für die ungestörte Bildung dieser Fläche genügend Boden vorhanden ist - hinsichtlich der Form genau gleich sein mit der Grenzfläche des sich unter Druck bewegenden Wassers und überall um ein gleiches Mass höher liegen als diese. Oberhalb der kapillaren Zone schliesslich kann der Boden auch noch Wasser enthalten, jedoch wird der Porenraum nicht ganz mit demselben gefüllt sein und kann von einem tatsächlichen Druck in irgend einem Punkt nicht mehr gesprochen werden.

Die gekrümmte obere Grenzfläche des unter Druck strömenden Wassers, in allen deren Punkten atmosphärischer Druck herrscht und die derart zugleich die untere Grenzfläche des kapillaren Wassers vorstellt, wird in der technischen Sprache mit dem Namen « Sickerlinie » (engl. « line of saturation », franz. « ligne de saturation ») bezeichnet. Um eine wirkliche Trennfläche handelt es sich dabei natürlich nicht, denn sowohl darüber als auch darunter ist der Boden mit Wasser gesättigt und ist dieses Wasser in Bewegung, wenngleich unter dem Einfluss von anderen Kräften und Gesetzen. Kurz und eindeutig definiert ist die Sickerlinie nichts anderes als die Niveaufläche, in der der Druck gleich dem atmosphärischen ist.

Sobald die Verhältnisse derart liegen, dass die Sickerlinie die rückwärtige Dammböschung schneidet, wird unterhalb des Schnittpunktes aus dieser Wasser austreten. Bei manchen Bodenarten kann dies zur Folge haben, dass kleine Teilchen des Bodens von dem strömenden Wasser mitgeführt werden und infolgedessen der Dammfuss ausgewaschen und weggespült wird; bei andern Bodenarten wieder kann der Wasseraustritt dazu führen, dass der Dammfuss aufweicht und dazu zu neigen beginnt, weggedrückt zu werden oder abzurutschen. Alle diese abnormalen Veränderungen des Dammfusses werden die Sicherheit des Dammes in Gefahr bringen und müssen daher hintangehalten werden; hieraus ergibt sich dann auch die durch die Dammbauer allgemein anerkannte Forderung, dass jeder Damm derart zu entwerfen ist, dass die Sickerlinie innerhalb des Dammquerschnittes verbleibt und ober-

halb der Sickerlinie überall eine genügend dicke, abdeckende Bodenschicht vorhanden ist.

Kapillares Wasser wird nie aus der rückwärtigen Dammböschung ausströmen; die Begrenzungslinie der kapillaren Zone kann also die rückwärtige Dammböschung wohl schneiden, ohne dass dies die Gefahr von Auswaschungen nach sich zieht. Manche Bodenarten haben jedoch die Eigenschaft, dass sie zu plastisch werden, sobald sie vollständig mit — entweder kapillarem oder unter Druck befindlichem — Wasser gesättigt sind, sowie auch, dass die vom Eigengewicht herrührende lotrechte Belastung in denselben grosse horizontale Kräfte und Formveränderungen auslöst, die zur Folge haben, dass der Boden leicht weggedrückt wird oder abrutscht. Wenn der Boden diese Eigenschaft in hohem Mass besitzt, ist er für die Zwecke des Dammbaues vollständig ungeeignet; zeigt er dieselbe in geringerem Mass, dann kann — ohne dass hier weiter auf die Frage, wann eine Bodenart wohl und wann sie nicht mehr zum Dammbau geeignet ist — die Sicherheit des Dammes bedeutend erhöht werden, indem die zusätzlich Forderung gestellt wird, dass auch die obere kapillare Grenzlinie die rückwärtige Dammböschung nirgends schneiden darf und oberhalb der kapillaren Zone überall eine genügend dicke « trockene » Schichte vorhanden sein muss.

Die Kenntnis der genauen Form, nach der sich die Sickerlinie unter verschiedenen Verhältnissen einstellt, ist nach dem Obigen für den Dammbau naturgemäss von sehr grosser Bedeutung. Die Bestimmung der Sickerlinie auf theoretischer Grundlage ist jedoch äusserst schwierig und nur in einzelnen sehr einfachen Fällen möglich. Meistens hilft man sich dabei denn auch mit ziemlich willkürlichen Näherungen, während in den letzten Jahren auch die überzeugendere und grössere Sicherheit gebende Methode der Laboratoriumforschung, bei der die Art der Wasserbewegung durch den Dammkörper und unterhalb desselben in Modellen kleinen Massstabes anschaulich dargestellt wird, zunehmend an Bedeutung gewinnt. Bei dieser Methode tritt jedoch sehr stark die Schwierigkeit in die Erscheinung, die wirklichen Verhältnisse im Laboratorium mit ausreichender Naturtreue nachzuahmen, so dass daher auch die auf derartige Weise erhaltenen Aufschlüsse in der Regel nur eine Annäherung an die Wirklichkeit darstellen werden.

Die Resultate, die zufolge den im Laboratorium der Technischen Hochschule in Bandoeng vorgenommenen Versuchen mit derarti-

gen Untersuchungen zu erzielen sind, sowie die daraus für die Theorie und Praxis abzuleitenden Schlussfolgerungen, mögen aus dem nachfolgenden Bericht erschen werden.

A. DAS THEORETISCHE STROEMUNGSBILD.

Es wird allgemein angenommen, dass für die Bewegung von Wasser durch homogene, feinkörnige Bodenarten das Gesetz von Darcy gilt, gemäss welchem die Geschwindigkeit proportional dem Druckgefälle ist, also

$$U = k \cdot i,$$

worin k den Durchlässigkeitskoeffizienten des betreffenden Bodenmaterials und i das Druckgefälle — das ist die verbrauchte Druckhöhe h geteilt durch den zurückgelegten Weg s ($i = \frac{h}{s}$) — bedeutet.

Für $i = 1$ wird $U = k$; k ist demzufolge die Geschwindigkeit, die bei dem Druckgefälle 1 entsteht, so dass k die Dimension einer Geschwindigkeit hat und meistens in cm/sec ausgedrückt wird.

Dem Gesetz von Darcy wird manchmal das Gesetz von Smreker gegenüber gestellt, demzufolge

$$i = \frac{1}{k} \cdot U^m$$

sein würde, worin für m häufig der Mittelwert $3/2$ angenommen wird. Im nachstehenden wird indessen stets vom Darcy'schen Gesetz ausgegangen werden, das in der Anwendung am einfachsten ist und auch gute Uebereinstimmung mit den Ergebnissen der Versuche zeigt.

Eine einfache Näherungsformel zur Berechnung der Sickerlinie für den einfachsten Fall eines rechteckig abgeschlossenen Bodenkörpers, der auf horizontaler undurchlässiger Unterlage aufruhet und von Wasser durchströmt wird, ist abzuleiten, wenn man annimmt, dass das Wasser nur horizontal gerichtete Geschwindigkeit hat und dass diese in allen Punkten einer Lotrechten gleich gross ist. Unter dieser Annahme ist

$$U = k \cdot i$$

$$U \cdot y = k \cdot i \cdot y \quad \text{und daraus}$$

$$i = - \frac{dy}{dx}$$

nicht vorhanden ist, wäre $h = 0$ und würde die Gleichung der Sickerlinie lauten

$$y^* = H^* - \frac{x \cdot H^*}{L} \dots \dots \dots (3')$$

während

$$Q = k \cdot \frac{H^*}{2 \cdot L} \dots \dots \dots (2')$$

Wenn jedoch $h = 0$ ist, müsste die Wassermenge Q durch einen unendlich kleinen Querschnitt strömen und würde daher die Geschwindigkeit der Ausströmung unendlich gross werden.

Der durch dieses Ergebnis dargestellte Zustand ist natürlich unmöglich und darum können auch die aufgestellten Gleichungen nicht richtig sein. Mit derartigen Dämmen angestellte Versuche (1) liessen deutlich erkennen, dass die Endausströmungshöhe — auch wenn kein Aussenwasserstand vorhanden ist — immer einen sehr beträchtlichen Wert behält und dass die Sickerlinie selbst bei Vorhandensein von Aussenwasser stets oberhalb desselben austritt.

Mit Hilfe einer einfachen Betrachtung, die von den nachstehend wiedergegebenen Überlegungen ausgeht, kann eine Näherungsformel für die Sickerlinie abgeleitet werden (1). Da nämlich die Geschwindigkeiten äusserst klein sind und daher Veränderungen der Strömungsenergie vernachlässigt werden können, wird die Arbeit der Kräfte, die das im Raum ABCD enthaltene Wasser in die Lage A'B'C'D' verbringen (nämlich des Überdruckes auf AB und des Gewichtes des im Raum ABCD eingeschlossenen Wassers) der Arbeit gleich sein, welche durch die Kräfte geleistet wird, die dieser Verschiebung entgegenwirken (nämlich die Widerstände, die die Wasserteilchen in den horizontalen und vertikalen Strömungswegen erfahren). Aus der auf dieser Grundlage gefundenen Näherungsformel folgt unmittelbar, dass die Endausströmungshöhe y_e nie kleiner als $\frac{Q}{k}$ sein kann, dass heisst also

$$y_e \geq \frac{Q}{k} \dots \dots \dots (4)$$

Führt man diesen Wert in Gleichung (1) ein und setzt man im

(1) Beschrieben in « De Waterstaatsingeneur » N° 11, 1929 und N° 3, 1930, in den Aufsätzen: « Eenige beschouwingen omtrent de verweekingslijn in aarden dammen » (Einige Betrachtungen bezüglich der Sickerlinie in Erddämmen) und « Onderzoekingen verricht in het waterloopkundig laboratorium der Technische Hoogeschool te Bandoeng ter bepaling van de vorm van de verweekingslijn in aarden dammen » (Untersuchungen zur Bestimmung der Form der Sickerlinie in Erddämmen, ausgeführt im wasserbautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule in Bandoeng).

Zusammenhang mit der Forderung, dass Q ein Maximum sein soll, $y_e = \frac{Q}{k}$, dann wird als Gleichung der Sickerlinie erhalten

$$2 \cdot y_e \cdot x = H^2 - y^2 \dots\dots\dots (5)$$

Da für $x = L$, $y = y_0$ ist, folgt weiter

$$2 \cdot y_e \cdot L = H^2 - y_e^2, \text{ beziehungsweise}$$

$$y_e = \sqrt{L^2 + H^2} - L \dots\dots\dots (6)$$

welcher Wert in der in Fig. 1 angegebenen Weise sehr einfach geometrisch bestimmt werden kann.

Eine weitergehende Bestätigung der Richtigkeit der gefundenen Sickerlinie kann in der folgenden, vollkommen theoretischen Betrachtung gefunden werden.

Die Bewegung von Wasser durch feinkörniges, homogenes Material folgt den Gesetzen der ebenen Potentialströmung. Bekanntlich können für mögliche Strömungsbilder verschiedene Systeme von einander lotrecht schneidenden Linien gefunden werden, die, wenn sie mit gleichen Parameterunterschieden gezeichnet werden, Quadrate bilden, wobei das eine System die Strombahnen und das andere die mit gleichen Potentialdifferenzen gezeichneten Potentiallinien darstellt. Ein bekanntes derartiges Strömungsbild ist jenes, bei dem die beiden Liniensysteme konfokale Parabeln bilden, deren in Polarkoordinaten mit dem Pol als Nullpunkt, der zugleich der Brennpunkt der Parabeln ist, ausgedrückte Gleichungen die folgenden sind:

$$\frac{\Phi}{k} = \sqrt{(r_0 - L)(r + x)} \dots\dots\dots (7)$$

ist die Potentialfunktion, während

$$\frac{\Psi}{k} = \sqrt{(r_0 - L)(r - x)} \dots\dots\dots (8)$$

die Strömungsfunktion ist. Die Sickerlinie wird dargestellt durch

$$y = \sqrt{(r_0 - L)(r + x)} \dots\dots\dots (9)$$

worin bedeutet

$$r_0 = \sqrt{L^2 + H^2}$$
$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

Zeichnet man ein derartiges Strömungsbild so, dass der Parameterwert der äussersten Linien jedes Systems ein gemeinsames Vielfaches der Parameterunterschiede der Zwischenlinien ist (Fig2), dann sieht man, dass dieses Bild die Durchströmung eines Damms mit parabelförmiger Vorderfläche darstellt, der auf horizontaler,

undurchlässiger Unterlage aufrucht und bei dem eine unterhalb der Dammbasis und des Dammfusses befindliche, bis zum Brennpunkt reichende Drainierung vorhanden ist. Die Basis zwischen der vorderen Kante des Dammes und dem Brennpunkt ist dann eine Stromlinie, für die $\psi/k = 0$, der obere Rand der Drainage eine Potentiallinie, für die $\Phi/k = 0$, die Vorderfläche des Dammes eine Potentiallinie, für die $\Phi/k = H$, und die Sickerlinie eine Stromlinie, für die $\psi/k = r_0 - L$.

Aus der Gleichung (9) folgt unmittelbar, dass die Ordinate y_e der Sickerlinie im Brennpunkt sein muss

$$y_e = \sqrt{(r_0 - L) \cdot y_e}, \text{ beziehungsweise}$$

$$y_e = r_0 - L = \sqrt{L^2 + H^2} - L$$

das ist derselbe Wert, wie er in Gleichung (6) gefunden wurde.

Die gesamte durchgeströmte Wassermenge ist bekanntlich dem Parameterwert der äussersten Stromlinie gleich. Da diese Stromlinie durch den Punkt geht, für den $x = L$, $y = H$ und $r = r_0$ gilt, ist dieser Parameterwert demzufolge gemäss (8)

$$\begin{aligned} \frac{M}{k} &= \sqrt{(r_0 - L)(r_0 - L)} \\ &= r_0 - L \end{aligned}$$

und ferner

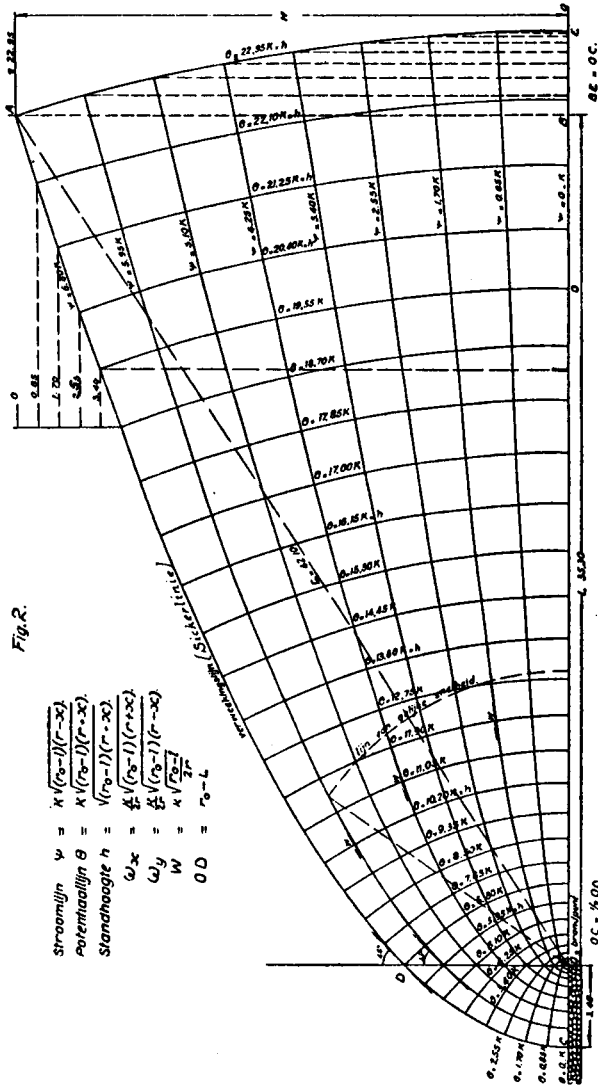
$$Q = k \cdot (r_0 - L) = k \cdot y_e$$

wie dies auch in Gleichung (4) gefunden wurde.

Die Gleichungen (9) und (5), beide Gleichungen der Sickerlinie, sind — wie ohne weiteres durch Transformation von (5) auf denselben Nullpunkt, wie er (9) zugrunde liegt, gezeigt werden kann — identisch.

Man kann dieses Strömungsbild sowohl auf einen vollständigen Damm mit horizontaler Drainage, wie auch auf einen Damm mit einer im Brennpunkt errichteten vertikalen Rückfläche anwenden. Wiewohl der Potentialverlauf eigentlich in der Endlotrechten genau linear ist, nicht aber in der im Brennpunkt errichteten Lotrechten, wird dies die Durchströmung doch nur unbedeutend ändern. Für die Durchströmung ist es gleichgültig, ob der Boden und die Drainage links von der Vertikalen im Brennpunkt vorhanden sind oder nicht. Ist der Boden wohl vorhanden, dann wird für die Überwindung des Strömungswiderstandes in demselben gerade das noch verfügbare Potentialgefälle verbraucht; ist kein Boden

da, dann treten die Wasserleichen in der vertikalen Fläche aus und fließt das Wasser entlang derselben ab.



Aus den Gleichungen (4), (7), (8) und (9) können nachstehende Schlussfolgerungen gezogen werden:

a. « Die Form des Strömungsbildes ist vollständig unabhängig von der Bodenart, aus der Damm besteht. »

Dies ist von grosser Bedeutung, da daraus folgt, dass man bei Modellversuchen zur Bestimmung der Sickerlinie mit einem beliebigen Material, das sich für den Versuchszweck gut eignet, arbeiten kann.

Weiters ist deutlich, dass die Modellgesetze in diesem Fall äusserst einfach sind. Die Form der Strombahnen und der Potentiallinien im Modell ist mit jener in der Wirklichkeit ähnlich, so dass aus dem Modell unmittelbar sowohl das Potential, wie die durchströmende Menge, als auch schliesslich die wirklichen Geschwindigkeiten in jedem Punkt mittels der Folgenden einfachen Modellregeln abgeleitet werden können.

nennt man beim	wirklichen Damm	Modell
Durchströmende Menge	Q	q
Durchlässigkeitskoeffizient	K	k
Geschwindigkeit	V	v
Potential in irgend einem Punkt	P	p
Durchströmtes Profil	S	s
Dammlänge	L	l
Wasserhöhe an der Vorderseite	H	h
y-Ordinate der Sickerlinie im Brennpunkt	Y	y _e
Polstrahl des Wasseranlaufpunktes	R ₀	r ₀
Polstrahl eines beliebigen Punktes	R	r
Masstabziffer		n

Dann ist

$$\frac{q}{Q} = \frac{k \cdot y_e}{K \cdot Y_e} = \frac{k}{K} \frac{1/n \cdot Y_e}{Y_e} = \frac{k}{K \cdot n}; \quad Q = q \cdot \frac{K}{k} \cdot n$$

$$\frac{p}{P} = \sqrt{\frac{(r_0 - 1)(r + x)}{(R_0 - L)(R + X)}} = \sqrt{\left(\frac{1}{n}\right)^2} = \frac{1}{n}; \quad p = n \cdot P$$

$$\frac{v}{V} = \frac{\frac{q}{s}}{\frac{Q}{S}} = \frac{\frac{k \cdot y_e}{s}}{\frac{K \cdot Y_e}{S}} = \frac{k}{K}; \quad v = \frac{K}{k} \cdot V$$

b. « Die Ausströmungshöhe in der vertikalen Endfläche ist $y_e = \sqrt{H^2 + L^2} - L$. Dies ist zugleich die Minimumhöhe, die eine vertikale in dieser Endfläche angebrachte Drainage haben darf. »

c. « Die Breite der horizontalen Ausströmungszone kann aus der Gleichung (8) berechnet werden, wenn der Parameterwert der Sickerlinie, das ist $\psi/K = r_0 - L$, eingesetzt wird, also

und da

$$(r_0 - L) = \sqrt{(r_0 - L)(r - x)}$$

$$x = -r$$

$$(r_0 - L)^2 = (r_0 - L) \cdot (-2x)$$

$$x = -\frac{1}{2} \cdot (r_0 - L) = -\frac{1}{2} \cdot y_e = -\frac{1}{2} \cdot (\sqrt{H^2 + L^2} - L)$$

Dies ist zugleich die Minimumlänge, die eine eventuell angeordnete horizontale Drainage haben darf. »

d. « Ohne dass dadurch das Strömungsbild beeinflusst wird, dürfen auch Drainagen angewendet werden, die zum Teil vertikal stehen und anschliessend daran nach einer willkürlichen Potentiallinie umgebogen sind. »

e. « Bei Verwendung einer vertikalen Drainage ist die Ausströmung aller Stromfäden unter 45° gegen die Drainage gerichtet. Es ist nämlich gemäss (8) für jeden Stromfaden

$$C = (r - x) = \sqrt{x^2 + y^2} - x$$

$$0 = \frac{1}{2} \cdot (x^2 + y^2) - \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot x \cdot dx + 2 \cdot y \cdot dy) - dx$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{\sqrt{x^2 + y^2} - x}{y}$$

woraus für $x = 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y}{y} = 1$$

folglich $\alpha = 45^\circ$

Die vertikale und horizontale Komponente der Ausströmungsgeschwindigkeit sind also einander gleich. »

f. « Die wirklich Strömungsgeschwindigkeit W in irgend einem Punkt kann gefunden werden aus

$$W_x = -K \cdot \frac{dh}{dx}$$

$$W_y = -K \cdot \frac{dh}{dy} \quad \text{worin } h + \sqrt{(r_0 - L)(r + x)}$$

$$\text{Es ist also } W_x = \frac{K}{2r} \cdot \sqrt{(r_0 - L)(r + x)}$$

$$W_y = \frac{K}{2r} \cdot \sqrt{(r_0 - L)(r - x)}$$

und folglich ist

$$W = \sqrt{W_x^2 + W_y^2} = \frac{K}{2r} \cdot \sqrt{(r_0 - L) \cdot 2r} = K \cdot \sqrt{\frac{r_0 - L}{2r}}$$

Die Linien gleicher Geschwindigkeit sind demzufolge Kreise mit dem Brennpunkt als Mittelpunkt (2).

Für $r = 0$ wird wieder $w = \infty$, so dass also im Brennpunkt, jedoch auch nur indiesem Punkt, die Geschwindigkeit unendlich gross wird. »

g. « Die Minimumgeschwindigkeit tritt in der Sickerlinie beim Drain auf ; deren Grösse ist

1.) bei einem Damm mit vertikaler Rückfläche

$$W = K \cdot \sqrt{\frac{r_0 - L}{2 y_e}} = K \cdot \sqrt{\frac{y_e}{2 y_e}} = K \cdot \sqrt{\frac{1}{2}} = 0,71 K$$

2.) bei einem Damm mit horizontaler Drainage

$$W = K \cdot \sqrt{\frac{r_0 - L}{2 \cdot \frac{1}{2} y_e}} = K$$

Diese Geschwindigkeit ist also unabhängig von der Dammform und nur abhängig vom Dammaterial.

Ein Damm mit horizontaler Drainage ist hinsichtlich Auswaschung gefährlicher als ein Damm mit vertikaler Drainage. Die mittleren Austrittsgeschwindigkeiten sind

1.) bei einem Damm mit vertikaler Rückfläche

$$W_{gem} = \sqrt{2} \cdot \frac{Q}{y_e} = \sqrt{2} \cdot \frac{K \cdot y_e}{y_e} = K \cdot \sqrt{2} = 1,41 K$$

2.) bei einem Damm mit horizontaler Drainage

$$W_{gem.} = \frac{Q}{\frac{1}{2} y_e} = \frac{K \cdot y_e}{\frac{1}{2} y_e} = 2 K$$

h. « Aus dem vorhergehenden ist zu ersehen, dass die Austrittsgeschwindigkeiten eine sehr gefährliche Grösse haben und dass diese viel grösser sind, als sie bei andern Bauwerken im allgemeinen zugelassen werden. Meistens nimmt man nämlich an, dass die Geschwindigkeit in Fundierungsböden nicht grösser sein darf als die, welche bei einem Druckgefälle von $1/10$ bis $1/25$ entsteht. In diesem Fall beträgt die Geschwindigkeit

$$U = K \cdot i = \frac{1}{10} K \text{ bis } \frac{1}{25} K$$

Der Zustand bei der Drainage eines Dammes ist also sehr ungünstig. Die Ausführung der Drainage muss dementsprechend mit äusserster Sorgfalt geschehen, indessen wird dessenungeachtet die Gefahr,

(2) Dieses Resultat wurde zuerst durch meinen Kollegen, Prof. Dr. Vreedenburgh, hergeleitet.

dass Bodenteile mit dem Wasser in die Drainage mitgeführt werden, was zu deren Dichtschlammung und zu Setzungen des Dammkörpers bei der Drainage führen kann, immer bestehen bleiben. Eine Verstopfung der Drainage wird immer eine Hebung, also einen ungünstigeren Verlauf der Sickerlinie zur Folge haben.

Überdies ist deutlich, dass die Austrittsgeschwindigkeiten nicht dadurch verringert werden können, dass man den Damm breiter oder die Stauhöhe kleiner macht; wohl wird dadurch die gesamte durchströmende Wassermenge kleiner, jedoch auch zugleich der durchströmte Endquerschnitt, so dass derart die Austrittsgeschwindigkeiten dieselben bleiben, da sie unabhängig von der Dammform und allein abhängig vom k -Wert des Dammmaterialies sind.

B. UNTERSUCHUNG DER RICHTIGKEIT DES THEORETISCHEN STROEMUNGSBILDES.

Das theoretische Strömungsbild kann an Modellen auf verschiedene Art nachgeprüft werden. In erster Linie kann untersucht werden, ob der Gleichung (4), die $Q = K \cdot y_*$ lautet, entsprochen wird.

Die durchströmende Menge kann einfach und sehr genau gemessen und das y_* für ein und denselben Damm für verschiedene H -Werte berechnet werden. Berechnet man dann aus $K = Q/y_*$ das zu verschiedenen zusammengehörigen Q - und y_* -Werten gehörige K , so muss hierfür stets dieselbe Grösse gefunden werden. Diese auf den ersten Blick so einfach scheinende Methode erweist sich jedoch deswegen als kaum brauchbar, weil oberhalb der Sickerlinie auch noch kapillares Wasser strömt und das gemessene Q hierdurch nicht die richtige Menge Sickerwasser angibt. Die gemessene Menge ist $Q_{\text{total}} = Q_{\text{Sicker}} + Q_{\text{kapillar}}$. Das Q_{kapillar} wird in hohem Grade durch die Höhe der kapillaren Schichte beeinflusst. Misst man in einem bestimmten Modell die Wassermenge, die insgesamt bei verschiedenen H -Werten hindurchströmt, dann wird sich zeigen, dass die Höhe der kapillaren Schichte für jeden H -Wert eine andere ist. Bei kleinen H -Werten wird die kapillare Wassermenge einen grösseren Prozentsatz der Gesamtmenge ausmachen als bei grossen H -Werten und man wird infolgedessen mit der Formel $K = Q/y_*$ für K in demselben Mass grössere Werte finden als H abnimmt. Diese störende Erscheinung kann zum Beispiel aus den folgenden Messungsergebnissen, die als Beispiel aus vielen herausgegriffen sind, erschen werden.

H	24	20	16	12	8	4
h	0	0	0	0	0	0
Q _t	0,52	0,41	0,31	0,22	0,13	0,05
K	0,0031	0,0034	0,0039	0,0048	0,0062	0,0093

L = 30 cm ;

Material: sehr feinkörnig

71 % < 0,005 mm

26 % < 0,05 mm > 0,005 mm

Aus dem obigen Messungsergebnis erhellt zugleich deutlich, was für einen schwerwiegenden Fehler man bei der Bestimmung des k-Wertes machen kann, falls bei der Vornahme derselben Kapillarströmung auftreten kann. Das Bestehen dieser Kapillarströmung ist übrigens sehr deutlich nachzuweisen, wenn auf der Damnoberfläche ein Tropfen einer Farbflüssigkeit ungebracht wird; der Farbleck bewegt sich beim Bestehen einer solchen Strömung mit deutlich wahrnehmbarer Geschwindigkeit vorwärts.

Der Einfluss der Kapillarströmung kann auch dadurch nachgewiesen werden, dass die durch den Damm strömende Wassermenge bei verschiedener Dicke der Bodenschichte über derselben Sickerlinie gemessen wird. Dies ist aus dem folgenden Messungsergebnis zu entnehmen.

Vollständiger Damm	Q = 0,545 cm ³
Nach Wegnahme von 3 cm	Q = 0,492 cm ³
Nach Wegnahme von 6 cm	Q = 0,453 cm ³

Für wirkliche Dämme ist die Kapillarströmung von untergeordneter Bedeutung; Gefahr entsteht dadurch nie, sondern es wird bloss die gesamte Leckwassermenge dadurch etwas, jedoch nur unbedeutend, vergrößert. Bei Laboratoriumversuchen mit kleinen Damm-Modellen ist die Kapillarströmung jedoch eine sehr störende Erscheinung, da es infolge derselben nahezu unmöglich wird, die richtige Menge Sickerwasser, d. h. das Q, das in der Formel (4) benutzt werden muss, zu finden.

Da die Dammrückfläche nicht parallel mit der Sickerlinie verläuft und die kapillare Steighöhe in der benützten Bodenmischung wohl immer grösser sein wird als die im Modell oberhalb der Sickerlinie vorhandene Bodendicke, ist weiters deutlich, dass die kapillare Zone eine veränderliche Höhe hat. Dadurch wird beim Zunehmen der Höhe der Kapillarzone in diese Sickerwasser übertreten, beim Abnehmen der Höhe jedoch kapillares Wasser in die Sickerzone eindringen. Wie dies beim Sichtbarmachen der Strombahnen mittels Farbstoff in die Erscheinung tritt, werden denn

auch die nahe an der Sickerlinie gelegenen Strombahnen, das sind also gerade diejenigen, die man kennen lernen will, oft in starker Weise gestört und bekommen dieselben eine ganz andere Form als sie auf Grund der Theorie sein müsste.

Das Sichtbarmachen der Strombahnen gelingt sehr gut, wenn auf der Dammvorderfläche in der Nähe der Glasscheiben, aus denen die Seitenwände der Versuchsrinne bestehen, Kaliumpermanganat-Tabletten angebracht werden. Wie im vorstehenden schon mitgeteilt wurde, werden jedoch die auf diese Weise in der Nachbarschaft der Sickerlinie festgestellten Stromlinien irreführend sein; in einigem Abstand von dieser sind sie einwandfreier und entsprechen dem theoretischen Strömungsbild gut.

Eine einfache und sehr genaue Methode, um die richtige Lage der Sickerlinie, d. h. der Niveauffläche, in der der Druck gleich dem atmosphärischen ist, zu finden, besteht darin, diese in verschiedenen Punkten durch Anbringen von Sondierlöchern, in denen sich ein freier Flüssigkeitsspiegel bilden kann, anzupfeilen. Deutlich ist dabei, dass die Sondierlöcher nicht tiefer als bis gerade an die Sickerlinie reichen dürfen; macht man sie tiefer, dann durchschneiden sie Zonen von verschiedenem Druck und der freie Spiegel wird demzufolge eine Art mittleren Standes einnehmen, der nicht mit dem der wirklichen Sickerlinie übereinstimmt. So wird auch das in der Praxis häufig zur Aufsuchung der Sickerlinie in wirklichen Dämmen angewendete Mittel der Anbringung von tief reichenden Wasserlandsrohren nie die genaue Lage der Sickerlinie vermitteln können, sondern im allgemeinen eine Linie liefern, die etwas zu tief liegt.

Wenn im Damm-Modell Sondierlöcher so tief niedergebracht werden, dass sich in denselben gerade ein freier Spiegel zeigt, dann kann die Sickerlinie mit grosser Genauigkeit bestimmt werden. *Aus zahlreichen ausgeführten Messungen ergab sich, dass in diesem Fall eine Linie erhalten wird, die mit der theoretischen Form vollständig übereinstimmt.*

Es ist übrigens auch möglich, den hydraulischen Druck mittels einer grossen Zahl von Piezometern an zahlreichen Punkten zu messen und auf diese Weise das Potentialbild zu kontrollieren; diese Methode ist jedoch umständlich und schwierig mit genügend grosser Genauigkeit durchzuführen. (3)

(3) Bekanntlich können die Potential- und Stromlinien durch elektrische Potentialmessungen sehr genau bestimmt werden. Derartige Messungen werden in Bandoeng augenblicklich vorbereitet.

C. WERT DES THEORETISCHEN STROEMUNGSBILDES FÜR DIE PRAXIS.

Das theoretische Strömungsbild wird für den praktischen Dammbau nur bedingten Wert haben, da ein Damm gemäss der theoretischen Form nie gebaut werden wird.

Vor allem wird die Böschungsneigung der Vorderfläche immer viel flacher sein; im Zusammenhang mit dem Flacherwerden wird die durchströmte Bodenmasse und daher auch der gesamte Strömungswiderstand grösser und infolgedessen die Sickerwassermenge kleiner. Ausserdem ändert sich die Form des Strömungs- und Potentiallinienbildes beträchtlich wegen der Bedingung, dass die Stromlinien immer normal zur Böschungslinie, die eine Potentiallinie ist, entspringen müssen.

Wie die Formeln für die Strom- und Potentiallinien aufgebaut werden müssen, wenn der Damm an der Vorderseite von einer geraden fallenden Linie anstatt von einer Parabel begrenzt wird, ist nicht bekannt, so dass das Strömungsbild hierfür auch nicht konstruiert werden kann und ebenso die Form der Sickerlinie nicht feststellbar ist.

Überdies wird beinahe nie der Fall vorkommen, dass ein Damm auf einer undurchlässigen Unterlage gebaut wird, sondern es wird in der Regel so sein, dass auch unter dem Damm Wasser durchströmt, wobei die Sache noch dadurch verwickelter wird, dass das Material des Dammes und des Untergrundes im allgemeinen nicht denselben k -Wert haben werden. Das Strömungsbild im Damm wird, ohne dass bekannt wäre auf welche Weise, durch die Strömung durch die Unterlage beeinflusst werden und infolgedessen wird auch die Form der Sickerlinie hiedurch eine nicht näher bekannte Veränderung erfahren.

Schliesslich wird ein Damm selten als homogener Körper gebaut, sondern es werden in demselben als Kern oder in Lagen meistens Materialsorten geringer Durchlässigkeit, die zwischen Lagen durchlässigeren Materials eingeschlossen sind, verarbeitet, wodurch das Strömungsbild ebenfalls wieder in beträchtlicher Weise geändert wird.

Indessen werden aus dem theoretischen Strömungsbild, selbst für Sonderfälle, doch sehr wertvolle Fingerzeige zu erhalten sein und gelten viele aus dem theoretischen Bild gezogene Schlussfolgerungen auch für Dämme von abweichender Form und Zusammensetzung.

D. EINFLUSS DER NEIGUNG DER VORDEREN BOESCHUNG AUF DAS STROEMUNGSBILD, IM FALL EINES DAMMES MIT HORIZONTALER DRAINAGE AUF HORIZONTALER UN DURCHLAESSIGER UNTERLAGE.

Um den Einfluss der Neigung der vorderen Dammböschung auf das Strömungsbild zu überprüfen, wurde im Bandoenger Laboratorium ein Dammprofil untersucht, bei dem durch Wegnahme von Boden an der Vorderseite der Reihe nach Böschungsneigungen von $\infty : 1$ bis zu $0 : 1$ angelegt wurden. Es ergab sich dabei, dass die Böschungsneigung einen verhältnismässig geringen Einfluss auf die Lage der Sickerlinie hat, so dass die theoretische Linie — insoweit man nur den Verlauf derselben in der Nähe des Dammfusses ins Auge fasst, der ja in der Praxis ausschliesslich interessiert — ohne weiteres benützt werden kann, wobei man, da dieselbe etwas zu hoch liegt, immer sicher rechnen wird. Hinsichtlich der durchströmenden Wassermenge ist der Einfluss der Böschungsneigung etwas grösser und zwar geht derselbe in der Richtung, dass diese Menge desto kleiner wird, je flacher die Böschung ist.

Ausgehend von der mittels der Sondierlöcher eingemessenen Sickerlinie und von einigen durch Farbstoffeinführung sichtbar gemachten Stromfäden können für die untersuchten Dammprofile durch Probieren ziemlich einwandfreie und vollständige Strömungs- und Potentialbilder gezeichnet werden, aus denen sowohl die durchgeströmte Menge, wie auch der Geschwindigkeits- und Potentialverlauf abgelesen werden können. Die Richtigkeit der Bilder kann überprüft werden, indem aus denselben der zu erwartende Q -wert berechnet und dieser mit dem gemessenen Q verglichen wird.

Bekanntlich muss ein derartiges Potentialbild der Bedingung entsprechen, dass die mit gleichen Potentialunterschieden gezeichneten Potentiallinien die Stromlinien normal schneiden, so dass auf diese Weise ein Netz von quadratischen Maschen entsteht.

Durch jedes der Quadrate strömt dann die gleiche Wassermenge $q = k.h$, wenn man mit h den Potentialunterschied zwischen zwei benachbarten Linien bezeichnet. Die insgesamt durchsickernde Menge ist demzufolge $Q = n.q = n.k.h$, wenn die Anzahl der Strombänder ausdrückt, die zwischen den äussersten Stromlinien eingeschlossen sind, wobei unter Stromband der zwischen zwei aufeinanderfolgenden Stromlinien gelegene Streifen verstanden wird.

Wenn Q gemessen und aus den gezeichneten Strömungsbildern n und h abgelesen wird, kann man k berechnen aus der Beziehung

$$k = \frac{Q}{n \cdot h}$$

Für k muss man hierbei, da es sich stets um denselben Damm handelt, auch stets denselben Wert finden. Trifft dies zu, dann ist es ein Beweis, dass die gezeichneten Strömungsbilder richtig sind, während es auch eine Bestätigung für die richtige Form der Sickerlinie ist.

Bei der gegenständlichen Versuchsreihe wurden die nachstehend zusammengestellten Ergebnisse gefunden.

Tabelle 1.

Fig.	Neigung der wassersättigten Böschung	Q gemessen	h	n	k-Wert berechnet	yc aus dem Strömungsbild gemessen	
1	$\infty : 1$	0,416	$\frac{24,3}{17}$	5	0,0582	7,8	Für das theoretische Strömungsbild gilt : $y_c = \sqrt{L^2 + H^2} - L = 8,5$ folglich ist $Q = k \cdot y_c = 8,5 \cdot k$. K = 0,0613 gesetzt erhält man $Q = 8,5 \cdot 0,0613 = 0,521$.
2	10 : 1	0,441	$\frac{24,3}{17}$	5	0,0617	7,7	
3	6 : 1	0,458	$\frac{24,3}{17}$	5	0,0641	8 (?)	
4	4 : 1	0,462	$\frac{24,3}{17}$	5	0,0647	7,9	
5	3 : 1	0,467	$\frac{24,3}{17}$	5,11	0,0639	8,4 (?)	
6	2 : 1	0,469	$\frac{24,3}{17}$	5,11	0,0642	8,2	
7	1 : 1	0,480	$\frac{24,3}{17}$	5,5	0,0611	8,3	
8	$1/2 : 1$	0,526	$\frac{24,3}{17}$	6	0,0613	8,5	
9	0 : 1	0,598	$\frac{24,3}{17}$	6,25	0,0669	9,4	

Die bei diesen Versuchen bestimmten Q -Werte sind, wie dies nach den im vorigen schon gemachten bezüglichen Bemerkungen ja in der Natur der Sache liegt, nicht als vollständig zuverlässig zu betrachten; der Wert der Kapillarströmung wurde jedoch so gut

als möglich bestimmt, so dass die in der weiteren Berechnung verwendeten Q -Wert die reine Sickerwassermenge darstellen. Überdies ist die Berechnung auf Grundlage der Strömungsbilder, die nicht konstruiert werden können, sondern durch Probieren gesucht werden müssen, nur mit angenäherter Genauigkeit möglich. Wenn man dies alles in Betracht zieht, dann ist die Übereinstimmung der berechneten k -Werte jedenfalls sehr zufriedenstellend und damit auch die Richtigkeit der Strömungsbilder zur Genüge bewiesen. Die für die Versuchsnummern 1, 4, 8 und 9 erhaltenen Strömungsbilder sind als Beispiele in die vorliegende Arbeit aufgenommen.

Aus Figur 8, die sich auf die Dammform bezieht, die am besten mit dem theoretischen Damm mit parabelförmiger Vorderböschung übereinstimmt, erhellt wohl überzeugend, dass sich die wirkliche Durchströmung mit dem theoretischen Strömungsbild vollkommen deckt; die gemessene Sickerlinie fällt mit der theoretischen durchaus zusammen. Ebenso ergibt sich aus der Fig. 8, wie sehr die gemessene Stromlinie, die etwas unterhalb des Wasserspiegels ansetzt, durch die kapillare Strömung gestört wird und infolgedessen selbst ganz ausserhalb der Sickerzone verläuft.

In den Figuren 1, 4, 8 und 9 ist strichliert auch die theoretische Sickerlinie eingezeichnet. Abgesehen von der ziemlich starken Abweichung an der Vorderseite, die dadurch verursacht wird, dass die Stromlinien und daher auch die Sickerlinie dort normal zur Böschung stehen, ist sonst die Abweichung der gemessenen Sickerlinie von der theoretischen nur sehr gering.

Für den Dammbau können die folgenden wichtigen Schlüsse gezogen werden:

a. Die Neigung der wasserseitigen Böschung beeinflusst die Lage der Sickerlinie nur sehr wenig, so dass, zumindest in der Nähe des Dammfusses, die theoretische Linie, die immer etwas zu hoch liegen wird, ohne weiteres verwendet werden kann.

b. Die Sickerverluste werden durch die Neigung der wasserseitigen Böschung nur in geringem Mass beeinflusst und können für die in der Praxis gebräuchlichen Neigungen von 2 : 1 bis 6 : 1 als gleich gross angenommen werden.

Aus (a) und (b) folgt, dass es, ohne dass dadurch irgendwelche Schwierigkeiten oder Nachteile entstünden, zulässig ist, in der Dammvorderfläche tiefe Drainagen anzubringen zur Verhinderung der so gefürchteten Rückströmung des Wassers im Damm nach

der Reservoirseite bei raschem Sinken des Staubeckenspiegels, wodurch häufig Rutschungen verursacht werden.

Die Strömungsbilder lassen ausserdem auch noch den Schluss zu, dass

c. der gefährdetste Punkt der wasserseitigen Böschung hinsichtlich der Eintrittsgeschwindigkeit in der Höhe des Wasserspiegels liegt; die Eintrittsgeschwindigkeit ist dort desto grösser, je flacher die Neigung der Böschung ist.

Es ist hier am Platz darauf hinzuweisen, welches ausserordentlich nützliches Hilfsmittel das Zeichnen der Strömungsbilder darstellt, wenn man einen guten Einblick in den Strömungszustand erhalten will. Selbst wenn man in roher Annäherung vor einer bloss ungefähr geschätzten Sickerlinie ausgeht, kann man schon eine ziemlich genaue Schätzziffer des zu erwartenden Q -Wertes erhalten.

Es gilt nämlich $Q = n \cdot k \cdot h$. Wählt man h klein, dann wird n gross; selbst wenn das Strömungsbild nur eine rohe Annäherung ist, wird man bei n nicht leicht einen Fehler machen, der mehr als 10 bis 20 % beträgt und derart also für das auf dem Wege der *Berechnung* nicht zu findende Q einen ziemlich genauen Näherungswert angeben können.

Die Form der Sickerlinie kann man auch dadurch finden, dass man auf Grundlage von verschiedenen überschlägig angenommenen Linien vollständige Strömungsbilder zeichnet. Das Bild, bei dem sich die letzte, beziehungsweise unterste Stromlinie am besten an die Bodenlinie anschliesst, ist dann das richtige und ergibt die gesuchte Sickerlinie. Ubrigens bietet die Gleichung $Q = n \cdot k \cdot h$ auch die Möglichkeit zur Kontrolle der erhaltenen Strömungsbilder Q muss nämlich einen grösstmöglichen Wert haben und daher muss auch n für jeden beliebigen h -Wert so gross als möglich sein. Es ist darum notwendig, dass die Form der Sickerlinie derart sei, dass sich für einen bestimmten angenommenen h -Wert die Anzahl n der möglichen Strombänder mit einem Maximum ergibt.

E. DAMM AUF UN DURCHLAESSIGER HORIZONTALER UNTERLAGE MIT VERTIKALER AUSSENFLAECHE, BEI VORHANDEN- SEIN EINES AUSSENWASSERSTANDES.

Bei einem Damm mit vertikaler Aussenfläche beträgt, sobald kein Aussenwasserstand vorhanden ist, die Ordinate der Sickerlinie in der Aussenlotrechten

$$ye = \sqrt{L_2 + H_2} - L = \frac{Q}{k}$$

Falls jedoch ein gewisser Aussenwasserstand h vorhanden ist, wird jener Teil der Aussenlotrechten, der unterhalb des Wasserspiegels liegt, zu einer Potentiallinie mit dem Potential h . Während also, wenn $h = 0$ ist, das Stromgefälle der verschiedenen Strombahnen für die Sickerlinie und für die Strombahn, die im Brennpunkt endet, zwischen den Werten $(H-y)$, beziehungsweise H liegt, wird in dem nunmehr betrachteten Fall das Potentialgefälle für keine

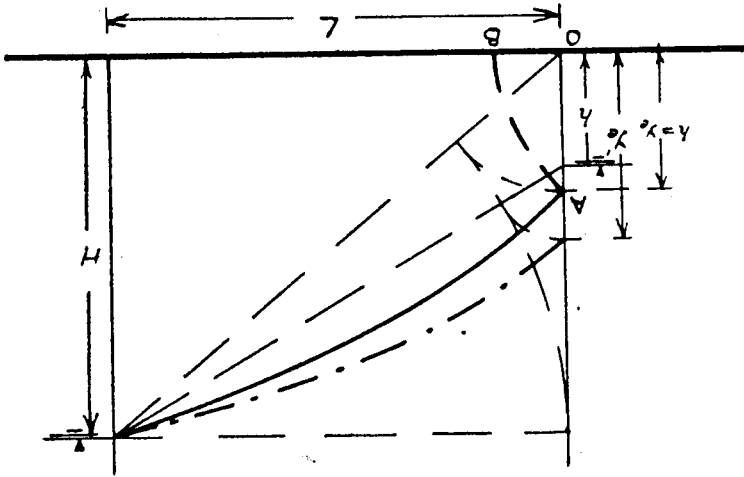


Fig. 3.

einzigste Strombahn grösser als $(H-h)$ sein können. Es ist daher einzusehen, dass bei Vorhandensein von Aussenwasser die durchströmende Wassermenge Q kleiner werden und sich darum auch die Lage der Sickerlinie ändern wird und zwar derart, dass dieselbe gehoben wird.

Zu derselben Schlussfolgerung kommt man auch durch die folgende Überlegung. Falls man zum Beispiel annimmt, dass in dem theoretischen Strömungsbild ein Aussenwasserstand $h = y$ eingeführt wird, dann wird, sofern man die Aussenfläche nach der Potentiallinie AB (Fig. 3) mit dem Potential y abschneidet, das Strömungsbild vollständig unverändert bleiben. Denkt man sich jedoch den Damnteil ABO vorhanden, dann wird anstatt AB die Linie AO zur Potentiallinie mit dem Potential y und daher muss, wiewohl das totale Potentialgefälle gleich bleibt, auch noch der

Teil ABO durchströmt werden. Der gesamte Widerstand wird demnach grösser, Q daher kleiner und darum wird die Sickerlinie sich heben müssen. Wie gross diese Hebung sein wird, ist theoretisch nicht genau festzustellen. Es erscheint indessen dies-falls als eine zulässige Annahme, dass die Ordinate der gehobenen Sickerlinie in der Endlotrechten.

$$y_e' = \sqrt{L^2 + (H - h)^2} - L + h \dots\dots\dots (10)$$

ist, womit die Sickerlinie wieder in der Fig. 3 angegebenen Weise einfach konstruiert werden kann.

$$\text{Ist } h = 0 \text{ dann wird } y_e' = \sqrt{L^2 + H^2} - L$$

$$\text{für } h = H \quad \text{ist } y_e' = \sqrt{L^2} - L + H = H$$

Für die Extremwerte, die h annehmen kann, gibt die Gleichung (10) also richtige Werte; für zwischenliegende Werte liefert die Formel voraussichtlich auch genügend zutreffende Ergebnisse, was durch die Versuche übrigens auch bestätigt wurde. Als Folge dessen, dass bei Vorhandensein von Aussenwasser mit dem Stand h die Endlotrechte eine Potentiallinie wird, werden alle Strombahnen, die unterhalb des Aussenwasserspiegels ausmünden, normal zur Endlotrechten stehen; in dem Strömungsbild werden also die Endquadrate an dieser Stelle ungefähr gleich gross sein und daher auch die Austrittsgeschwindigkeiten. Das Vorhandensein von Aussenwasser hat demnach zur Folge, dass die sehr grossen und gefährlichen Austrittsgeschwindigkeiten, wie sie bei Fehlen des Aussenwassers im Brennpunkt und der unmittelbaren Nähe desselben auftreten, verschwinden, wodurch der Zustand an dieser Stelle sehr viel von seiner Gefährlichkeit verliert. Dies weist in die Richtung, dass es bei wirklichen Dämmen wünschenswert ist, die Drainagen am Dammfuss derart anzubringen, dass in denselben immer eine gewisse Wasserhöhe vorhanden ist. Die Sickerlinie kommt dadurch dann wohl höher zu liegen, der damit zusammenhängende Nachteil ist jedoch kleiner als der damit erreichte Vorteil der Vermeidung von gefährlichen Austrittsgeschwindigkeiten.

F. EINFLUSS DER NEIGUNG DER AUSSENBOSchUNG AUF DAS STROEMUNGSBILD BEI DAEMMEN AUF HORIZONTALER UN-DURCHLAESSIGER UNTERLAGE UND BEI FEULEN EINER DRAINAGE.

Wenn man bei einem Damm mit lotrechter Aussenfläche, für den das theoretische Strömungsbild gilt, auf eine derartige Weise Boden abnimmt, dass die Aussenfläche eine bestimmte Neigung

bekommt, dann wird die erhaltene Böschungslinie die ursprüngliche Sickerlinie schneiden. Aus der Aussenböschung wird dann Wasser austreten. Die Wegnahme der Bodenmasse, die unterhalb der Sickerlinie lag, hat zur Folge, dass die durchströmte Bodenmasse kleiner wird und dementsprechend der Widerstand geringer und Q grösser. Die Zunahme von Q ist nur möglich, wenn im übrig gebliebenen Teil des Dammes die Geschwindigkeit zunimmt; die Geschwindigkeitszunahme ist aber wiederum nur möglich, wenn das Druckgefälle grösser wird, die Sickerlinie also eine stärker geneigte

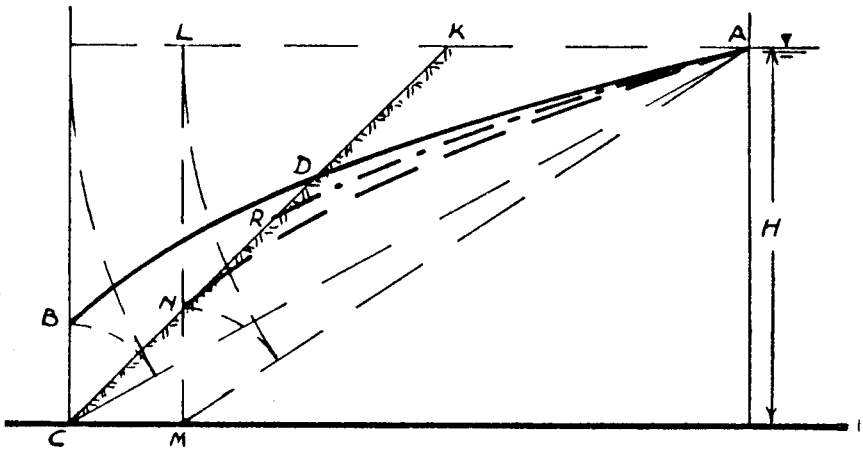


Fig. 4.

Lage bekommt und daher am Dammfuss tiefer rückt. Um wie viel tiefer sich die Sickerlinie dort einstellen wird, lässt sich durch Berechnung kaum feststellen, indessen kann man sich diesbezüglich überschlägige Aufschlüsse auf die folgende Weise verschaffen (Fig. 4).

Bei dem Damm mit lotrechter Aussenfläche würde die Sickerlinie durch AB dargestellt sein. Zieht man die Linie der Aussenböschung nach CK , dann wird die Bodenmasse DCB unterhalb der Sickerlinie abgetrennt. Sucht man nun für die Lotrechte ML eine derartige Lage, dass diese die Böschungslinie in N schneidet und MN gleich wird dem y -Wert für einen Damm mit der lotrechten Aussenfläche ML , dann würde die Sickerlinie für diesen Damm AN sein. Der wirkliche Damm ist jedoch um die Masse MNC grösser. Für den Damm mit einer Böschungsneigung CK wird sich demzufolge eine Sickerlinie ergeben müssen, die zwischen den Linien

AB und AN eingeschlossen ist, zum Beispiel die Linie AR, CR wird dann die gefährliche Zone sein, in der Wasser aus der Böschung austritt.

Es ist deutlich, dass sich, sobald die Neigung von CK steil ist, AR dicht an AB anschmiegen wird; ist die Neigung jedoch flach, dann wird sich AR an AN anschliessen. Für den Fall, dass der Damm auch eine Vorderböschung hat, wird dadurch ebenfalls ein Einfluss auf die Sickerlinie ausgeübt werden und zwar in dem Sinn, dass dieselbe tiefer rückt und normal zur vorderen Böschungsfläche entspringt. In der Fig. 10 ist die Lage der festgestellten Sickerlinie zwischen den beiden Grenzlinien für zwei Versuchsdämme angegeben.

G. NICHT HOMOGENE DÄMME AUF UN DURCHLAESSIGER HORIZONTALER UNTERLAGE.

In der Praxis werden homogene Dämme selten angewendet. Um genügende Wasserdichtheit zu erzielen, würde hierbei die Verwendung sehr feinkörnigen Materials notwendig sein; derartiges Material hat jedoch meistens die Eigenschaft, dass es bei Sättigung mit Wasser eine unzureichende Formbeständigkeit hat; es ist dann zu plastisch, kommt leicht ins Rutschen oder wird weggedrückt. Grobkörniges Material hingegen ist, auch bei Wassersättigung, wohl standfest, jedoch zu wenig wasserdicht. Darum wird häufig getrachtet, das notwendige Mass an Wasserdichtheit und Stabilität dadurch zu erzielen, dass man den Damm aus verschiedenen Materialsorten zusammensetzt und zwar in der Regel derart, dass ein Kern aus feinkörnigem Material zwischen Stützkörpern aus größeren Sorten eingeschlossen wird.

Die Form der Sickerlinie bei nicht homogenen Dämmen kann mit Hilfe der im obigen gegebenen Formeln der normalen Sickerlinie ziemlich genau bestimmt werden, sofern die k -Werte der verschiedenen Bodenarten bekannt sind.

Fall 1: Aus 2 Bodenarten bestehender Damm. (Fig. 5).

Der Durchlässigkeitskoeffizient des Bodens der Scheibe I ist k_1 , der der Scheibe II ist k_2 , wobei $k_2 > k_1$. Durch beide Scheiben strömt ein und dieselbe Wassermenge Q . Für die Scheibe II gilt dann

$$Q = k_2 \cdot AD \dots\dots\dots (a)$$

Wenn die Scheibe II nicht vorhanden wäre, würde für die Scheibe I gelten

$$Q = k_1 \cdot BG \dots\dots\dots (b)$$

worin

$$BG = \sqrt{II^2 + l_1^2} - l_1 \dots\dots\dots (c)$$

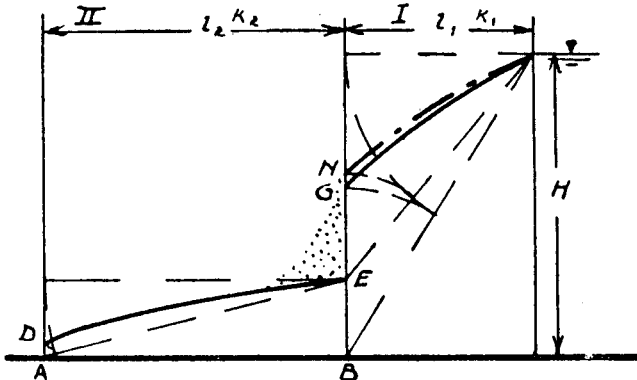


Fig. 5.

Aus (a), (b) und (c) können Q und AD berechnet werden, worauf der Punkt E gefunden werden kann aus

$$BE = \sqrt{AE^2 - AB^2}$$

worin

$$AE = l_2 + AD \quad \text{und folglich}$$

$$BE = \sqrt{(l_2 + AD)^2 - l_2^2} \dots\dots\dots (d)$$

Diese Berechnung ist jedoch nicht vollständig richtig; die Wassersäulehöhe BE in der Scheibe II wirkt hinsichtlich der Scheibe I als Ausseiwasser mit der Folge, dass die Sickerlinie in I hierdurch nach oben verschoben wird und Q abnimmt.

Wenn k_2 viel grösser als k_1 ist, was meistens der Fall sein wird, fällt BE bloss klein aus und ist die angegebene Berechnung in solchem Fall gewiss genügend genau. Hat BE jedoch eine beträchtliche Grösse, dann kann mit dem überschlägig berechneten BE-Wert der Wert von BG gemäss Gleichung (10) bestimmt werden, wobei man erhält

$$BG = \sqrt{(II - BE)^2 + l_1^2} - l_1 + BE$$

Aus diesem BG-Wert folgt unmittelbar ein reduzierter Wert von Q, ein reduzierter Wert von AD und ein grösserer Wert von BG.

Das folgende Zahlenbeispiel möge diesen Rechnungsgang verdeutlichen.

Angenommen sei $H = 20 \text{ m}$

$$l_1 = 5 \text{ m} , \quad k_1 = k$$

$$l_2 = 20 \text{ m} , \quad k_2 = 10 \cdot k$$

In erster Annäherung findet man dann

$$BG = \sqrt{20^2 + 5^2} - 5 = 15,62 \text{ m, folglich}$$

$$Q = k_1 \cdot 15,62 , \text{ weiters}$$

$$AD = \frac{Q}{k_2} = \frac{k_1}{k_2} \cdot 15,62 = 1,56 \text{ m und}$$

$$BE = \sqrt{(20 + 1,56)^2 - 20^2} = 8,05 \text{ m}$$

Da nun jedoch gefunden wurde, dass BE den ziemlich hohen Wert 8,05 bekommt, wird demzufolge der Punkt G nach N verschoben werden und ist

$$BN = \sqrt{l_1^2 + (H - 8,05)^2} - l_1 + 8,05 = 16 \text{ m}$$

Weiters wird gemäss Gleichung (2)

$$Q = k_1 \cdot \frac{H^2 - 16^2}{2 l_1} = k_1 \cdot \frac{20^2 - 16^2}{10} = 14,4 \cdot k_1$$

und folglich

$$AD = \frac{Q}{k_2} = \frac{14,4 \cdot k_1}{k_2} = 1,44 \text{ m}$$

und

$$BE = \sqrt{(20 + 1,44)^2 - 20^2} = 7,72 \text{ m}$$

woraus sich für BN wieder der berichtigte Wert ergibt

$$BN = \sqrt{5^2 + (20 - 7,72)^2} - 5 + 7,72 = 15,97 \text{ m}$$

Hiermit ist die Berechnung bei einem genügend genauen Resultat angelangt und es ist also

$$Q = 14,4 \cdot k$$

$$AD = 1,44 \text{ m}$$

$$BE = 7,72 \text{ m}$$

$$BN = 15,97 \text{ m}$$

Die Sickerlinie ist in diesem Fall also keine stetige Linie ; beim Uebergang von der Scheibe mit kleinem k -Wert in die mit grossem ergibt sich ein Sprung von 15,97 m. auf 7,72 m. In Wirklichkeit werden die beiden Aeste der Sickerlinie durch eine Uebergangszone

von nicht näher zu definierender Form verbunden sein ; von einem bestimmten Potential ist in dieser Zone keine Rede.

Fall 2 : Aus 3 Bodenarten bestehender Damm. (Fig. 6).

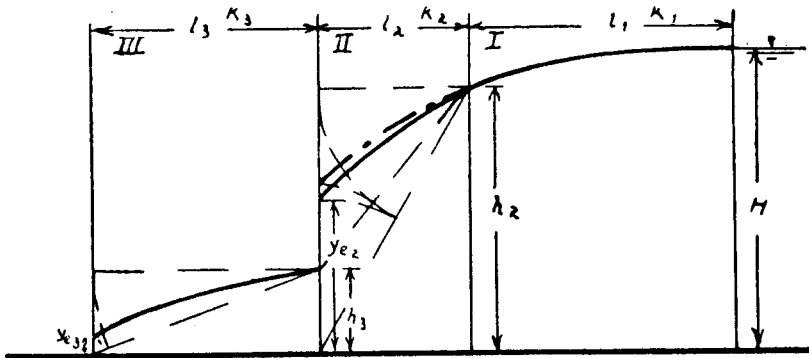


Fig. 6.

Besteht ein Damm aus 3 Scheiben, deren mittelste, die den Kern bildet, den kleinsten k-Wert hat, dann verläuft die Berechnung der Sickerlinie wie folgt:

Die Form der Sickerlinie wird derart sein müssen, dass den folgend angeführten Gleichungen genügt wird.

Für Scheibe I gilt $Q_1 = k_1 \cdot \frac{H^2 - h_2^2}{2 \cdot l_1} \dots\dots\dots (a)$

» » II » $Q_2 = k_2 \cdot \frac{h_2^2 - ye_2^2}{2 \cdot l_2} \dots\dots\dots (b)$

» » III » $Q_3 = k_3 \cdot \frac{h_3^2 - ye_3^2}{2 \cdot l_3} \dots\dots\dots (c)$

während auch $Q_3 = k_3 \cdot ye_3 \dots\dots\dots (d)$

Überdies ist $ye_2 = h_3 + \sqrt{(h_2 - h_3)^2 + l_3^2} - l_2 \dots\dots\dots (e)$

während natürlich auch gilt

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q$$

Aus den zur Verfügung stehenden 5 Gleichungen können die Unbekannten Q, h₂, ye₂, h₃ und ye₃ berechnet werden.

Auf einfachere Art und Weise kann man auf dem im folgenden Zahlenbeispiel dargestellten Rechenbeispiel zum Ziel gelangen.

Es sei

$$H = 10 \text{ m}$$

$$l_1 = 10 \text{ m} \quad , \quad k_1 = 10 \cdot k$$

$$l_2 = 5 \text{ m} \quad , \quad k_2 = k$$

$$l_3 = 10 \text{ m} \quad , \quad k_3 = 20 \cdot k$$

Ein roher Näherungswert für Q ist unmittelbar zu erhalten, wenn gesetzt wird

$$h_2 = H = 10 \text{ m}$$

$$h_3 = 0$$

Hierbei würde durch den Kern strömen

$$\begin{aligned} Q &= k_2 y e_2 = k_2 \cdot (\sqrt{H^2 + l_2^2} - l_2) \\ &= k_2 \cdot (\sqrt{10^2 + 5^2} - 5) = 6,18 \cdot k_2 \end{aligned}$$

Bezüglich der so erhaltenen Menge lässt sich mit Gewissheit behaupten, dass dieselbe zu gross ist.

Nimmt man nun irgend einen Q-Wert $< 6,18 \cdot k_2$ an, dann können mit dem angenommenen Q für die Scheibe III unmittelbar die dazugehörigen y_{e3} - und h_3 -Werte und ebenfalls auch für die Scheibe I der dazugehörige h_2 -Wert berechnet werden.

Aus den derart berechneten h_3 - und h_2 -Werten folgt ein bestimmter Wert für y_{e2} und hieraus wieder ein Wert für die Menge Q, die bei den betreffenden Sickerwasserständen durch den Kern strömt. Dieser nunmehr gefundene Q-Wert muss mit dem angenommenen Q übereinstimmen; ist dies nicht der Fall, dann muss die Berechnung, ausgehend von einem abgeänderten Q-Wert solange wiederholt werden, bis die erforderliche Übereinstimmung der Werte erreicht ist. Die Anwendung des geschilderten Rechnungsganges auf den Fall des behandelten Beispiels würde folgendermassen aussehen.

Nimmt man an: $Q = 6 \cdot k$.

Für Scheibe III ist dann

$$y_{e3} = \frac{Q}{k_3} = \frac{6 \cdot k}{20 \cdot k} = 0,3 \text{ m} \quad (\text{vergl. d})$$

$$\begin{aligned} h_3 &= \sqrt{(l_3 + y_{e3})^2 - l_3^2} = \\ &= \sqrt{10,30^2 - 10^2} = 2,47 \text{ m} \end{aligned}$$

Für Scheibe I gilt

$$Q = k_1 \cdot \frac{H^2 - h_2^2}{2 \cdot l_1} \dots \dots \dots (a)$$

daher ist

$$6.k_2 = k_1 \cdot \frac{100 - h_2^2}{20}$$

$$\frac{120.k}{10.k} = 100 - h_2^2$$

$$h_2 = 9,38 \text{ m}$$

Daraus ist für die Scheibe II abzuleiten

$$\begin{aligned} y_{e2} &= h_3 + \sqrt{(h_2 - h_3)^2 + l_2^2} - l_2 = \\ &= 2,17 + \sqrt{(9,38 - 2,17)^2 + 5^2} - 5 = \\ &= 6 \text{ m} \dots\dots\dots (c) \end{aligned}$$

und daher

$$Q = k_2 \cdot \frac{9,38^2 - 6^2}{10} = 5,2 k_2 \dots\dots\dots (b)$$

Die Voraussetzung $Q = 6.k_2$ ergibt sich hiermit als unrichtig und zwar in dem Sinn, dass $Q = 6.k_2$ zu gross gewählt war; anderseits ist deutlich, dass $Q = 5,2 k_2$ etwas zu klein ist. Es wird darum versuchsweise $Q = 5,3 k_2$ gesetzt.

In Scheibe III wird dann

$$y_{e3} = \frac{5,3 \cdot k_2}{k_3} = 0,265 \text{ m}$$

$$h_3 = \sqrt{10,265^2 - 10^2} = 2,31 \text{ m}$$

für Scheibe I ist

$$5,3 \cdot k_2 = k_1 \cdot \frac{10^2 - h_2^2}{20} \text{ woraus}$$

$$h_2 = 9,46 \text{ m}$$

während für Scheibe II erhalten wird

und

$$y_{e2} = 2,31 + \sqrt{(9,46 - 2,31)^2 + 5^2} - 5 = 6,04 \text{ m}$$

$$Q = k_2 \cdot \frac{9,46^2 - 6,04^2}{10} = 5,30 k_2$$

Bei den berechneten Sickerlinienständen fliesst durch alle 3 Scheiben die gleiche Menge Wasser; diese Stände sind also die richtigen und daher ist dadurch auch der Verlauf der Sickerlinie festgelegt.

Aus dem Umstand, dass für die Abfuhrziffern $Q = 6 k_2$ und $Q = 5,3 k_2$ Linien gefunden wurden, die der Höhe nach nur einige cm voneinander abweichen, folgt, dass in den meisten Fällen

und besonders, wenn k_2 gegenüber k_1 und k_3 sehr klein ist, schon mit der ersten rohen Annäherung von Q ein genügend genaues Resultat zu erhalten ist.

Selbst wenn die wassersseitige Böschung des Dammes anstatt in lotrechter Lage in einer sehr flachen Böschungsneigung liegt, wird dies praktisch auf die Lage der Sickerlinie noch keinen und auf den Q -Wert nur einen sehr geringen Einfluss haben.

Bei den Versuchsdämmen wurde, wie aus Fig. 11 — 12 deutlich zu ersehen ist, zwischen der eingemessenen und der berechneten Sickerlinie eine sehr gute Übereinstimmung gefunden. Die nachstehenden Berechnungen, mögen dies illustrieren.

Gemessen

$$Q = 0,214 \text{ cm}^3\text{-sec. (Fig. 11)}$$

Aus dem mittels der Sondierlöcher festgelegten Verlauf der Sickerlinie wird abgelesen

$$y_3 = 4,7 \text{ cm, } y_2 = 25,6 \text{ cm, } H = 31,2 \text{ cm}$$

$$h_3 = 23,3 \text{ cm, } h_2 = 30 \text{ cm}$$

Für die Scheibe III gilt demzufolge

$$Q = k_3 \cdot y_e$$

$$0,214 = k_3 \cdot 4,7$$

$$k_3 = \frac{0,214}{4,7} = 0,0455$$

und für die Scheibe I

$$Q = k_1 \cdot \frac{31,2^2 - 30^2}{2 \cdot 7,2} = k_1 \cdot \frac{973 - 900}{14,4}$$

$$k_1 = \frac{0,214 \cdot 14,4}{73} = \frac{3,08}{73} = 0,0422$$

Für die k -Werte der aus demselben Material und auf dieselbe Art und Weise zusammengesetzten Scheiben wird also praktisch derselbe Wert gefunden.

Für den Kern gilt

$$Q = k_2 \cdot \frac{30^2 - 25,6^2}{2 \cdot 8,5} = k_2 \cdot \frac{900 - 655}{17}$$

$$k_2 = \frac{0,214 \cdot 17}{245} = 0,015$$

Der k -Wert des ziemlich groben Sandes, wie er für die beiden Aussenscheiben Verwendung fand, wurde auf Grund von Sonderversuchen mit $k = 0,0385$ festgestellt; der k -Wert des feinen

Kernmaterials zeigte eine starke Abhängigkeit von der Weise, in der es eingebracht wurde und reagierte zum Beispiel besonders auf mehr oder weniger feste Anstampfung. Bei den Versuchen wurde unter anderem gefunden

$$\begin{aligned} k &= 0,0048 && \text{für sehr fest angestampftes Material} \\ &= 0,0110 && \text{für weniger fest } \quad \text{»} \quad \text{»} \\ &= 0,0180 && \text{für lose } \quad \quad \quad \text{»} \quad \text{»} \end{aligned}$$

Wird in Betracht gezogen, dass das Material im Damm-Modell immer auf etwas andere Art eingebracht worden sein wird als im Versuchsrohr, in dem die k -Werte gemessen wurden, und dass überdies in den für die Berechnung verwendeten Q -Werten auch noch ca. 10 a 20 % kapillares Wasser mit enthalten war, dann stellen die gefundenen k -Werte gewiss ein sehr befriedigendes und annehmbares Ergebnis dar.

Die Form der Sickerlinie ist hier indessen in Abweichung vom homogenen Damm nicht unabhängig von den k -Werten des Materials, sondern wird im Gegenteil ganz besonders durch dieselben beeinflusst. Im vorliegenden Fall ist der Sprung in der Sickerlinie beim Übergang vom Kern in die Scheibe III klein, da die k -Werte des Kern- und Mantelmaterials nur einen geringen Unterschied aufweisen.

Die Weise, in der das Wasser den Damm durchströmt, ist auf Grundlage einer grossen Anzahl gemessener Stromfäden in der Fig. II angegeben.

Einem anderen Versuchsergebnis sind die folgenden Daten entnommen (siehe Fig. 12):

$$\begin{aligned} \text{Gemessen } Q &= 0,727 \text{ cm}^3/\text{sec. (kapillares Wasser ausser Betracht gelassen)} \\ y_{e3} &= 3,2 \text{ cm, } y_{r2} = 21,4 \text{ cm, } H = 30,9 \text{ cm} \\ h_3 &= 15,9 \text{ cm, } h_2 = 29,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

Für die Scheibe III ist demnach

$$\begin{aligned} Q &= k_3 \cdot 3,2 \\ k_3 &= \frac{0,727}{3,2} = 0,224 \end{aligned}$$

und in der Scheibe I

$$\begin{aligned} Q &= k_1 \cdot \frac{30,9^2 - 29,7^2}{3 \cdot 11,5} = k_1 \cdot \frac{72,74}{23} \\ k_1 &= \frac{0,727 \cdot 23}{72,74} = 0,230 \end{aligned}$$

Die Übereinstimmung zwischen den berechneten k-Werten ist also auch wieder sehr gut. Sonderversuche ergaben für den verwendeten groben Sand $k = 0,214$.

In der Kernscheibe II ist

$$Q = k_2 \cdot \frac{29,7^2 - 21,4^2}{2 \cdot 7} = k_2 \cdot \frac{286,73}{14}$$

$$k_2 = \frac{0,727 \cdot 14}{286,73} = 0,0355$$

Dieser k-Wert für beinahe dasselbe Material, wie es bei dem vorher behandelten Versuch verwendet wurde, erscheint auf den ersten Blick wohl etwas hoch. Es ist dabei jedoch zu berücksichtigen, dass der sehr feine Sand in dem schmalen Kern erst nach gründlichem Waschen desselben und mittels nur leichter Stampfung eingebracht wurde, so dass hiedurch der höhere Wert eine Erklärung findet.

Dadurch, dass der Unterschied im k-Wert des Kern- und Mantelmaterials im gegenständlichen Fall ziemlich gross ist ($\frac{k_1}{k_2} = 0,227$ — ca. 6), kommt der Sprung im Verlauf der Sickerlinie auch sehr deutlich zum Ausdruck.

Bei wirklichen Dämmen wird der k-Wert des Kernmaterials um sehr vieles kleiner sein als jener des Mantelmaterials. Die durchströmende Wassermenge Q und der Verlauf der Sickerlinie im Kern können darum auch, wie im vorhergehenden schon bemerkt wurde, aus praktischen Erwägungen so bestimmt werden, dass im wasserseitigen Mantel ein horizontaler und im luftseitigen Mantel ein mit Null gleicher Wasserstand angenommen wird. Um wie wenig die theoretischen Sickerlinien im Kern für $h_a = 0$ und $h_a = 15,9$ voneinander abweichen, ergibt sich aus der Fig. 12, in der beide Linien eingezeichnet sind. Die Bestimmung der Form der Sickerlinie im luftseitigen Mantel eines auszuführenden Dammes wird immer auf Schwierigkeiten stossen, nachdem die richtigen k-Werte des in einem Damm verarbeiteten Materiales in hohem Grade von der Art der Bearbeitung desselben abhängen und durch Laboratoriumsversuche nur mit mangelhafter Annäherung festzustellen sein werden.

II. DAEMME AUF DURCHLAESSIGEM BODEN.

In der Praxis werden Dämme auf undurchlässigem Boden, ob es nun homogene oder solche mit Kern sind, selten oder nie vorkommen, sondern die Unterlage derselben wird bis zu in der Regel grosser Tiefe aus einer Bodenart bestehen, deren Durchlässigkeit grösser, gleich oder kleiner als diejenige des Damm-Materiales sein wird. Ausserdem wird die Unterlage selten homogen sein und diese sich überdies auch noch aus horizontal oder geneigt verlaufenden Schichten aufbauen können, die zuweilen eine sehr unterschiedliche Durchlässigkeit aufweisen werden.

Ausser der Strömung durch den Damm selbst wird auch durch die Unterlage desselben Wasser strömen, wodurch das Strömungsbild im Damm stark beeinflusst werden und beträchtliche Abweichungen vom theoretischen Grundfall erfahren wird.

Es ist gänzlich ausgeschlossen, von derartigen Dämmen auf theoretischer Grundlage Strömungsbilder zu berechnen. Jedoch ist es auch hierbei wieder möglich, auf dem Wege der Untersuchung von Damm-Modellen, in denen die Wirklichkeit so gut als möglich nachgebildet wird, die Lage der Sickerlinie, die durchströmende Wassermenge und einige Strömbahnen zu untersuchen und mit Hilfe dieser Daten ziemlich genaue Strömungsbilder zu zeichnen, die einen deutlichen und ziemlich richtigen Eindruck bezüglich des Strömungszustandes geben werden. Einige auf derartige Weise erhaltene Strömungsbilder sollen im nachstehenden näher besprochen werden.

a. Homogener Damm mit Drainagen, auf durchlässigem homogenen Boden (Fig. 13).

Stauhöhe des Dammes 18 cm)
Dicke der Bodenschichte unter dem) gleich grosser k-Wert
Damm 19 cm)

Aus dem aufgetragenen Strömungsbild ist zu ersehen, dass die Sickerlinie als Folge dessen, dass nunmehr ein Teil des Wassers durch die Unterlage abgezogen wird, sich sehr bedeutend nach unten verschiebt und weit unterhalb der theoretischen Linie liegt. In der Figur sind 2 theoretische Sickerlinien gezeichnet; die untere würde für den Fall gelten, dass die Drainage leer ist, die obere bezieht sich auf den tatsächlich auftretenden Fall, dass die Drainage bis zu einer bestimmten Höhe mit Wasser erfüllt ist. Die

durchströmende Wassermenge Q kann aus dem Strömungsbild berechnet werden, wenn man sich vergegenwärtigt, dass $Q = n.k.h$, ist; durch Umkehrung des Rechnungsganges ist der Durchlässigkeitskoeffizient k festzustellen.

$$n = 9$$

$$h = \frac{16,2}{16}$$

$$Q = 0,64 \text{ cm}^3/\text{sec. demnach}$$

$$0,64 = 9 \cdot k \cdot \frac{16,2}{16} \text{ und}$$

$$\underline{k = 0,0700}$$

Der im vorliegenden Fall verwendete Sand war derselbe, wie er den in der Tabelle 1 behandelten Versuchen, aus denen $k = \text{ca. } 0,064$ gefunden wurde, zugrunde gelegt worden war; es besteht also eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung der Versuchsergebnisse.

Wenn der k -Wert eines bestimmten Materiales bekannt ist, kann der zu erwartende Sickerverlust durch Aufzeichnen der Stromfigur einfach berechnet werden. *Keine einzige theoretische Formel gibt die gleiche Möglichkeit.*

Am grössten und daher am gefährlichsten ist auch hier wieder die Eintrittsgeschwindigkeit in Höhe des Stauspiegels. Der weitaus grösste Teil des Sickerwassers dringt in den Dammkörper im obersten Drittel der wasserseitigen, vorderen Böschung ein.

b. Leitung in Anschüttung (Fig. 14).

Im behandelten Beispiel bestehen Untergrund und Leitungsdämme aus demselben Material; die letzteren sind mit Drainagen versehen.

Die praktische Sickerlinie liegt ebenfalls wieder bedeutend tiefer als die theoretische. Der gemessene Sickerverlust beträgt total $0,876 \text{ cm}^3/\text{sec.}$, beziehungsweise für die zwei symmetrischen Leitungshälften je $0,438 \text{ cm}^3/\text{sec.}$ Es ist

$$Q = n.k.h. \quad \text{und da}$$

$$n = 7$$

$$h = \frac{13}{13}$$

$$0,438 = 7.k.l \text{ bekommt man}$$

$$k = \frac{0,438}{7} = \underline{0,0625} ,$$

Welcher Wert wieder gut übereinstimmt mit dem im unmittelbar vorhergehenden und auch schon früher für das Material des Palembang-Sandes gefundenen k -Wert.

Auffallend ist in diesem Beispiel die starke Abweichung der sichtbar gemachten obersten Strombahnen von den Stromlinien des gezeichneten Strömungsbildes, die auf die Kapillarströmung zurückzuführen ist.

Die Bestimmung der bei einer hoch liegenden Leitung zu erwartenden Sickerverluste ist bei Zuhilfenahme eines derartigen Strömungsbildes, wie es das Beispiel zu sehen gibt, sehr einfach, sofern nur der k -Wert einigermaßen genau bekannt ist.

c. Dämme mit wasserdichtem Schirm auf undurchlässiger Unterlage. (Fig. 15).

Dass die Methode der gezeichneten Strömungsbilder sich auch bei ziemlich komplizierten Fällen als brauchbar erweist, möge aus Fig. 15 erschen werden. Aus dieser Abbildung erhellt deutlich, dass die Anbringung eines Schirmes oder Kernes wenig Effekt hat, sofern derselbe nicht in eine wasserdichte Unterlage eingebunden werden kann. Die Eintrittsgeschwindigkeit in Höhe des Stauspiegels ist ebenso wie die Geschwindigkeit, mit der das Wasser unter dem Schirm durchströmt, wieder sehr gross, was bei der zweitgenannten Stelle die Gefahr mit sich bringt, dass die Fundierung des Schirmes unterhöhlt wird. Die Kapillarströmung geht im vorliegenden Fall sogar über den Schirm hinweg.

d. Drainierter Damm aus wenig durchlässigem Material auf stark durchlässiger Unterlage (Fig. 16).

Zur Untersuchung des Einflusses, den eine Verschiedenheit in der Durchlässigkeit des Damm- und Unterlagsmaterials ausübt, wurde ein Damm bestimmten Profils zuerst auf einer Unterlage mit gleichem k -Wert errichtet und hierauf auf dieselbe Unterlage ein Damm gleichen Profils, jedoch bestehend aus Material mit einem viel kleineren k -Wert, gesetzt.

Aus dem ersten Strömungsbild ergibt sich wieder, dass die Sickerlinie infolge der Strömung durch den Untergrund eine ziemlich beträchtliche Absenkung erfahren hat.

Gemessen wurde $q = 1,49 \text{ cm}^3/\text{sec.}$ und da

$$h = \frac{14,1}{14}$$

$$m = 7,1$$

$$1,49 = k \cdot 7,1 \cdot \frac{14,1}{14} \text{ ergibt sich}$$

$$k = \frac{1,49 \cdot 14}{14,1 \cdot 7,1} = \underline{0,208}$$

Dieser Wert stimmt vollständig mit dem Wert $k = 0,214$ überein, der für dieses Material früher gefunden wurde.

Bei dem Damm geringer Durchlässigkeit hat die Sickerlinie ersichtlich eine noch weitergehende Absenkung erfahren, während gleichzeitig auch die Sickerwassermenge zurückgegangen ist; diese wurde mit $q = 0,837 \text{ cm}^3/\text{sec.}$ bestimmt.

Sowohl für den Damm wie auch für den Untergrund wurden mit dem gleichen Potentialunterschied $14,1/14$ die Strömungsbilder gezeichnet, wobei wiederum der Verlauf einiger Stromfäden durch Farbstoffeinführung sichtbar gemacht wurde. Hieraus ergibt sich deutlich, dass die Stromfäden bei ihrem Übergang aus dem Dammkörper in den Untergrund eine scharfe Umbiegung erfahren und dass Stromfäden, die im Damm weit voneinander entfernt liegen, im Untergrund dicht zusammengedrängt werden.

$$\text{Im Damm strömt per Quadrat} \quad q_1 = k_1 \cdot \frac{14,1}{14}$$

$$\text{und im Untergrund} \quad q_2 = k_2 \cdot \frac{14,1}{14}$$

$$\text{so dass demnach} \quad \frac{q_1}{q_2} = \frac{k_1}{k_2}$$

Die insgesamt durchströmende Wassermenge Q beträgt

$$Q = n \cdot q_1 + m \cdot q_2$$

wenn mit n die Zahl der Strombänder im Damm und mit m die Zahl derselben in der Unterlage bezeichnet wird, und zwar in beiden Fällen längs einer beliebigen Potentiallinie gezählt. Am bequemsten können n und m dort gezählt werden, wo eine Stromlinie des einen Systems in eine solche des andern Systems übergeht, wie dies in den Punkten A und B der Fall ist.

Bei A ist $n = 2$, bei B ist $n = 9$

$$m = 4 \qquad m = 3$$

Daher ist

$$0,837 = 2 \cdot k_1 \cdot \frac{14,1}{14} + 4 \cdot k_2 \cdot \frac{14,1}{14} \dots \dots \dots (a)$$

$$0,837 = 9 \cdot k_1 \cdot \frac{14,1}{14} + 3 \cdot k_2 \cdot \frac{14,1}{14} \dots \dots \dots (b)$$

$$3,7665 = 9 \cdot k_1 \cdot \frac{14,1}{14} + 18 \cdot k_2 \cdot \frac{14,1}{14} \dots \dots \dots 4,5 \cdot x \quad (a)$$

$$2,9295 = 15 \cdot k_2 \cdot \frac{14,1}{14} \dots \dots \dots 4,5 \cdot x \quad (a) - (b)$$

$$k_2 = \frac{2,9295 \cdot 14}{15 \cdot 14,1} = 0,194$$

hiermit wird (a)

$$0,837 = 2 \cdot k_1 \cdot \frac{14,1}{14} \quad \vdash \quad 0,7815 \text{ und daraus}$$

$$k_1 = \frac{0,0555 \cdot 14}{2 \cdot 14,1} = \underline{0,0276}$$

Wie man also sieht, wurde für das Material des Untergrundes ein praktisch mit dem früheren gleicher k_2 -Wert gefunden; für das Damm-Material (sehr feiner, reiner Sand) wurde in besonderen Versuchen $k_1 = 0,0272$ festgestellt, so dass also diesbezüglich ebenfalls das erhaltene Resultat als gut bestätigt wird und daher auch die Richtigkeit des Strömungsbildes damit erwiesen ist.

Aus dem Strömungsbild, wie auch aus den Gleichungen (a) und (b) kann man sofort deutlich ablesen, dass — wenn d Strombänder im Damm g Strombänder im Untergrund entsprechen — die Beziehung gelten muss

$$d : g = \frac{1}{k_1} : \frac{1}{k_2}$$

woraus sich für den behandelten Fall ergibt

$$k_1 : k_2 = 1 : 7 \text{ und} \\ d = 7 \cdot g$$

Beim Einmessen der Sickerlinie hat sich bei den ersten Sondierlöchern augenscheinlich ein kleiner Fehler eingeschlichen; diese geben nämlich eine zu hohe Lage der Sickerlinie. Bei der so erhaltenen Form der Sickerlinie war es unmöglich ein befriedigendes Strömungsbild zu zeichnen, so dass es nötig wurde, die Lage der Lunie an der betreffenden Stelle etwas zu ändern. Die abgeänderte Linie kann zweifellos als die richtige angesprochen werden.

Aus den mitgeteilten Beispielen möge ersehen werden, dass und wie man mit Hilfe des Zeichnens von vollständigen Strömungsbildern in allen möglichen Fällen zu einer beinahe vollkommen richtigen Vorstellung des Strömungszustandes gelangen kann. Die zeichnerische Arbeit ist jedoch sehr zeitraubend und in hohem Grad Erfahrungs- und Übungssache.

J. BEOBACHTUNG VON SICKERLINIEN IN BESTEHENDEN DAEMMEN.

In Niederländisch-Indien werden bei verschiedenen bestehenden Erddämmen regelmässig Beobachtungen bezüglich der in den Dämmen auftretenden Sickerlinien gemacht. Die Beobachtungen geschehen im allgemeinen so, dass in einigen Querschnitten eine Reihe tiefreichender Sondierrohre niedergebracht wird, die aus perforierten Eisenrohren bestehen, in denen die sich einstellenden freien Wasserspiegel eingemessen werden. Wie im vorigen schon auseinandergesetzt wurde, wird der freie Wasserspiegel in solchen Rohren nie genau die richtige Lage der Sickerlinie angeben, da durch die Rohre Punkte verschiedenen Druckes miteinander in Verbindung gebracht werden und die Rohre daher eine örtliche Störung der Potentiallinien verursachen werden, wodurch der Wasserspiegel etwas tiefer als die Sickerlinie zu stehen kommen wird.

Während auf die geschilderte Art mehrmals Linien erhalten wurden, die mit den theoretischen sehr gut übereinstimmten, wurden indessen noch viel häufiger bedeutende Abweichungen festgestellt und zwar hauptsächlich bei sinkendem Stauspiegel und nach Regenfällen. Es zeigte sich nämlich, dass auf ein Sinken des Speicherspiegels wohl immer ein Sinken der Sondierrohrspiegel folgt, jedoch sinken diese in viel geringerem Mass und viel träger, so dass derart die Sickerlinie im Damm sogar viel höher liegen kann als der Wasserspiegel im Speicherbecken. Als charakteristisches Beispiel hierfür möge die folgende Beobachtung mitgeteilt werden.

Bei dem homogenen Erddamm Tji Panoendjang wurde am 14. Juli 1931 bei vollem Speicherbecken eine Sickerlinie konstatiert, die sich mit der theoretischen sehr gut deckte.

Am 27. September war der Wasserspiegel im Staubecken um 10 m gesunken, während der Scheitel der Sickerlinie 4 m über dem Speicherspiegel lag; nach weiterer Absenkung des Speicherspiegels um 5 m lag am 5. Februar der Scheitel der Sickerlinie sogar 8,5 m über dem Wasserstand im Speicherbecken. Diese Trägheit im Absinken der Sickerlinie ist natürlich ohne weiteres zu erklären, wenn man in Betracht zieht, dass bei Beginn der Absenkung im Damm eine sehr grosse Menge Wasser angesammelt ist und das Ausströmen desselben nur mit äusserst geringer Geschwindigkeit vor sich geht. Je dichter das Damm-Material ist, desto träger wird die Sickerlinie der sinkenden Bewegung des Speicherspiegels

folgen. Der Damm Tji Panoendjang ist aus Material aufgebaut, für das $k = 0,003$ ist; bei dem grössten vorgekommenen Höhenunterschied zwischen Stauspiegel und Scheitel der Sickerlinie war das mittlere Gefälle der letzteren $i = \text{ca. } 1/10$, so dass sich als Geschwindigkeit ergibt $u = \text{ca. } 1/10 \cdot 0,0003 \text{ cm/sec.}$ Es ist deutlich, dass bei dieser aussergewöhnlich kleinen Geschwindigkeit Monate notwendig sind, um irgendwie beträchtliche Wassermengen abzuführen. Es erscheint bei derartigen Dämmen darum auch zweifellos erwünscht, die wasserseitige Böschung mit tiefen Drainagen zu versehen, da die Sickerlinie bei sinkendem Speicherspiegel sonst die Böschung schneidet und als Folge davon Senkungen und Abrutschungen zu fürchten sind; der Praxis sind solche Schadensfälle übrigens nur allzu gut bekannt.

Es ist sogar die Frage, ob es nicht wünschenswert wäre, die Abfuhr des Wassers aus dem Dammkörper und die Absenkung der Sickerlinie auch noch in anderer Weise zu fördern. Dies würde auf sehr zweckmässige Art so geschehen können, dass im Damm eine grosse Anzahl von Sondierlöchern, die in sorgfältiger Weise als Brunnenrohre auszubilden wären, angebracht wird und dass bei sinkendem Speicherspiegel das Dammwasser aus diesen Röhren abgepumpt oder abgehebert wird.

Bei Regenfällen zeigen die Spiegel in den Sondierrohren viel höhere Anstiege als der gefallenen Regenmenge entsprechen würde. So wurde beim Damm Tji Panoendjang nach einem Regen von 10 mm., dem unmittelbar ein solcher von 44 mm. folgte, ein Anstieg der Sondierrohrspiegel von 4,60 m. festgestellt. Die Erklärung für diese Erscheinung wird gegeben in den Abhandlungen von.

a. Prof. J. H. Thal Larssen, Professor an der « Landbouw Hoogeschool » in Wageningen, « Over de invloed van de regenval op den grondwaterspiegel » (Über den Einfluss des Regens auf den Grundwasserspiegel) und.

b. Dr. J. H. Engelhardt, « Over de absolute en de relatieve stijging van het phreatisch oppervlak onder bepaalde omstandigheden » (Über den absoluten und den relativen Anstieg des phreatischen Spiegels unter bestimmten Umständen).

In den erwähnten Abhandlungen wird nachgewiesen, dass der Anstieg des phreatischen (freien) Spiegels nicht dadurch verursacht wird, dass eine gewisse Menge Wasser in den Boden eindringt und die Grundwassermenge vermehrt, sondern dadurch, dass das Regenwasser bei seinem kapillaren Eindringen in den Boden die Luft

oberhalb der Zone, in der das Wasser als kapillares Wasser vorhanden war und in der daher ein negativer Druck herrschte, zusammendrückt und derart — ohne dass dabei eine Ortsveränderung des Wassers stattfinden würde — die Lage der Niveaufläche, in der atmosphärischer Druck herrscht, d. i. im vorliegenden Fall die Sickerlinie, zum Steigen bringt. Das Maximum des möglichen Anstieges ist dann nach Engelhardt gleich der kapillaren Steighöhe des Wassers in der betreffenden Bodengattung.

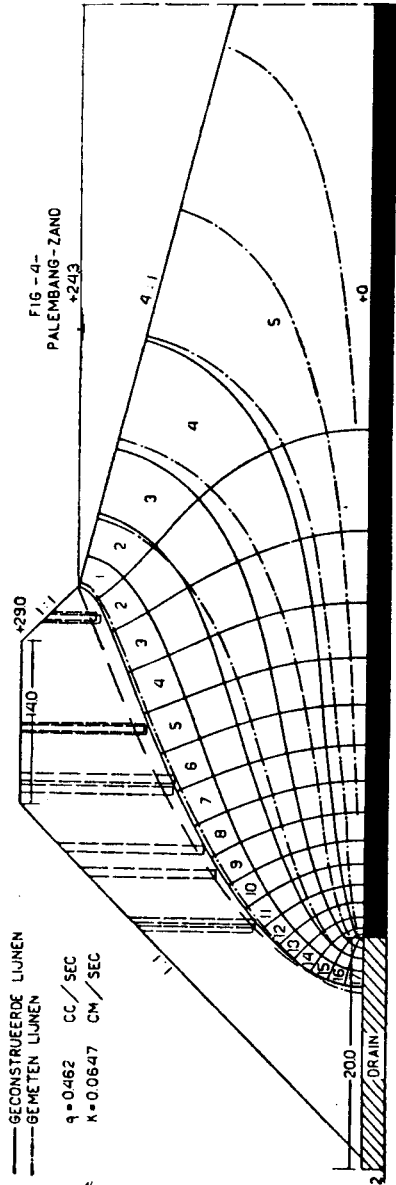
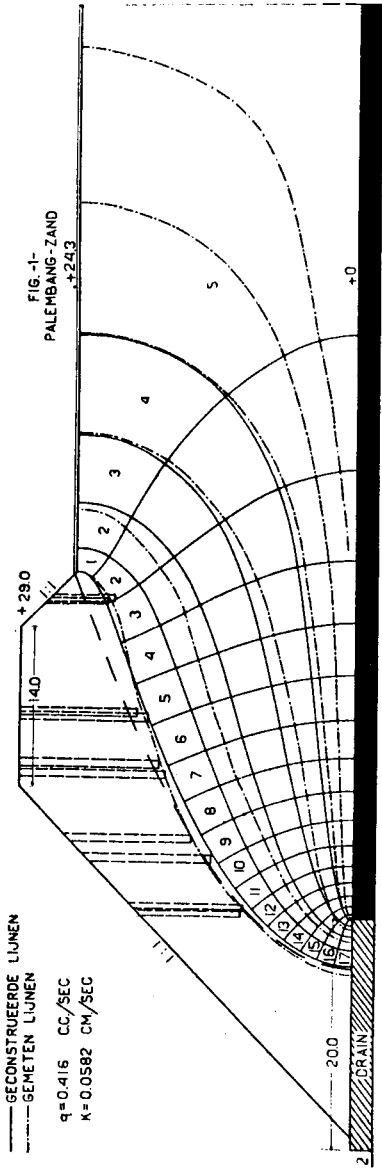
In der sehr feinen Bodengattung des Dammes Tji Panoendjang ist die kapillare Steighöhe jedenfalls sehr gross, so dass ein auf Regen folgender Anstieg der Sickerlinie von 4,60 m, wiewohl dies aussergewöhnlich viel ist, damit doch wohl zu erklären ist.

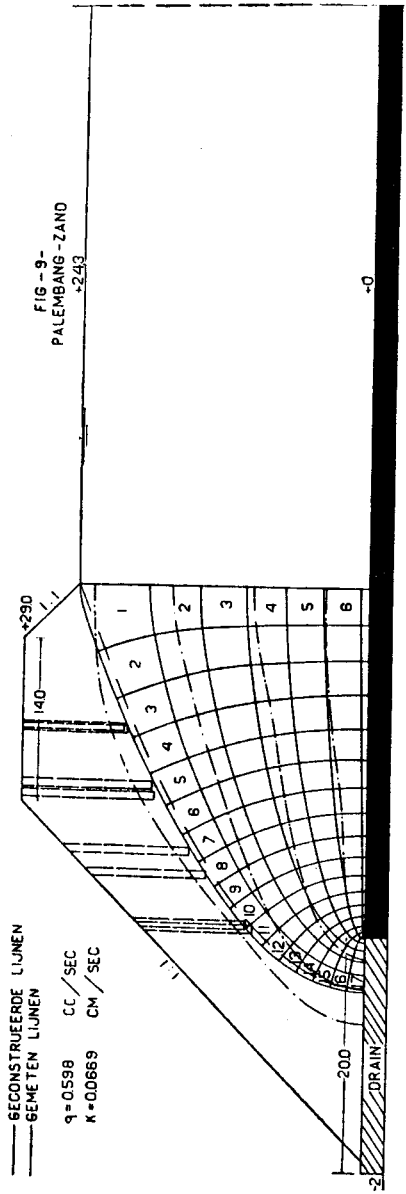
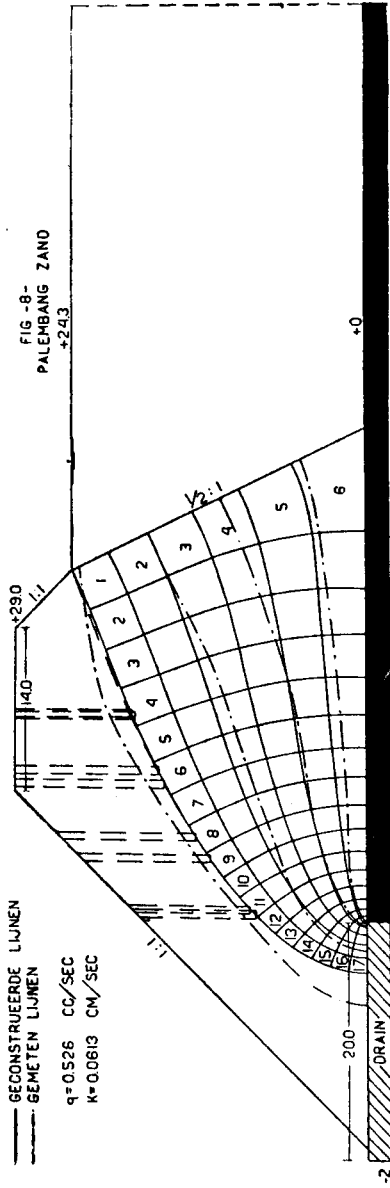
Diese durch Regenfall verursachten Anstiege laufen dadurch wieder langsam zurück, dass die eingeschlossene und zusammengedrückte Luft aus den Bodenporen nach und nach entweicht und jede Druckverminderung unmittelbar eine Senkung der Sickerlinie zur Folge hat.

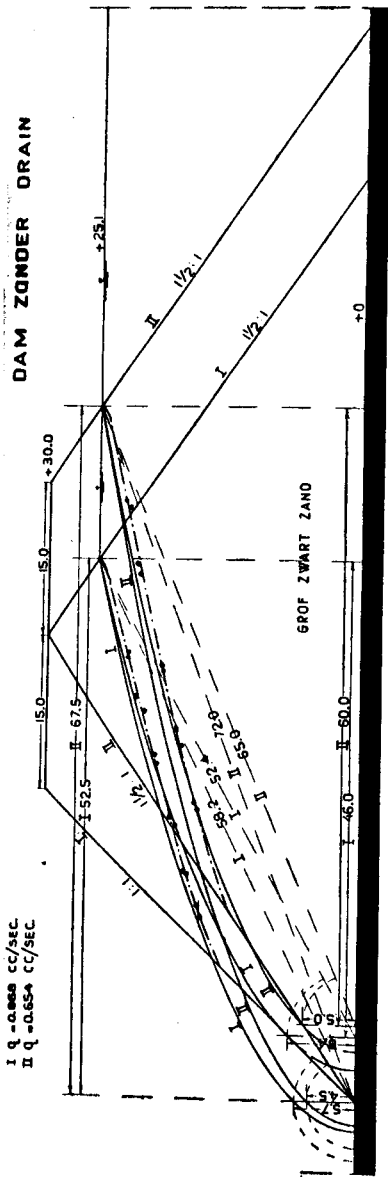
Indessen kann durch derartig hohe Anstiege der Zustand bei Regen sehr gefährlich werden, weil dadurch die vorübergehend gehobene Sickerlinie mit der luftseitigen Dammböschung zum Schnitt kommen könnte.

Die schädlichen Nebenwirkungen des Regens können indessen durch eine wasserdichte Abdeckung des Dammkörpers ausgeschaltet werden, so dass die Anbringung einer solchen in irgend einer Form nur empfohlen werden kann. Auch das Abpumpen oder Abhebern von Dammwasser aus den zu diesem Zweck angeordneten Wasserstandsrohren kann als ein sehr wirksames Mittel hierfür in Betracht gezogen werden.

Abgesehen von den besprochenen besonderen Zuständen kann jedoch angenommen werden, dass die Sickerlinie in Erddämmen mit den im vorausgehenden entwickelten Theorien gut übereinstimmt und dass diese Theorien mit hinreichender Zuverlässigkeit bei der Ausarbeitung von Dammprojecten zur Anwendung gebracht werden können.







- GECONSTRUEERDE LUNEN
- PEILPUNTEN
- - - MEEST WAARSCHIJNLIJKE VERVEEKINGSLIJN

FIG. 11

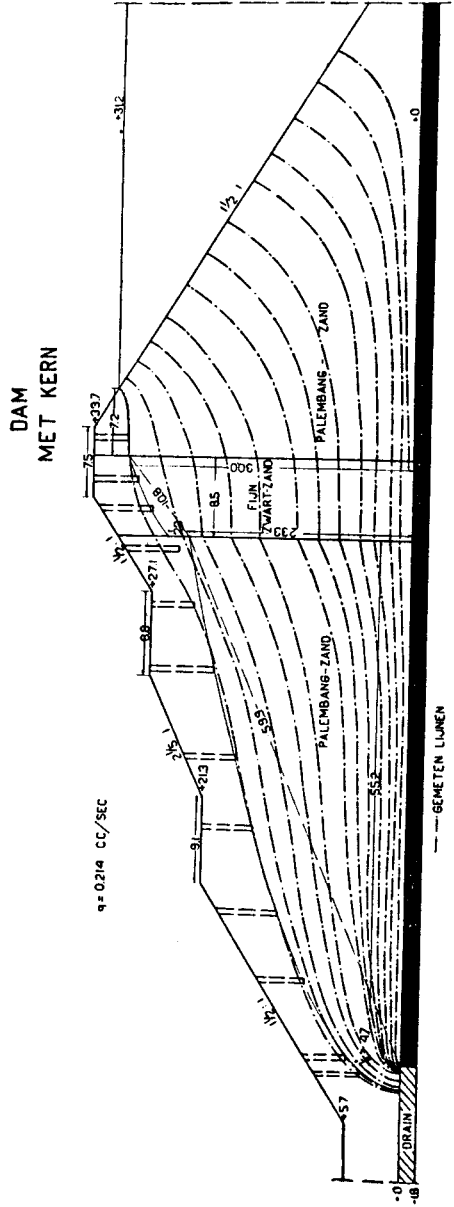


FIG. 12

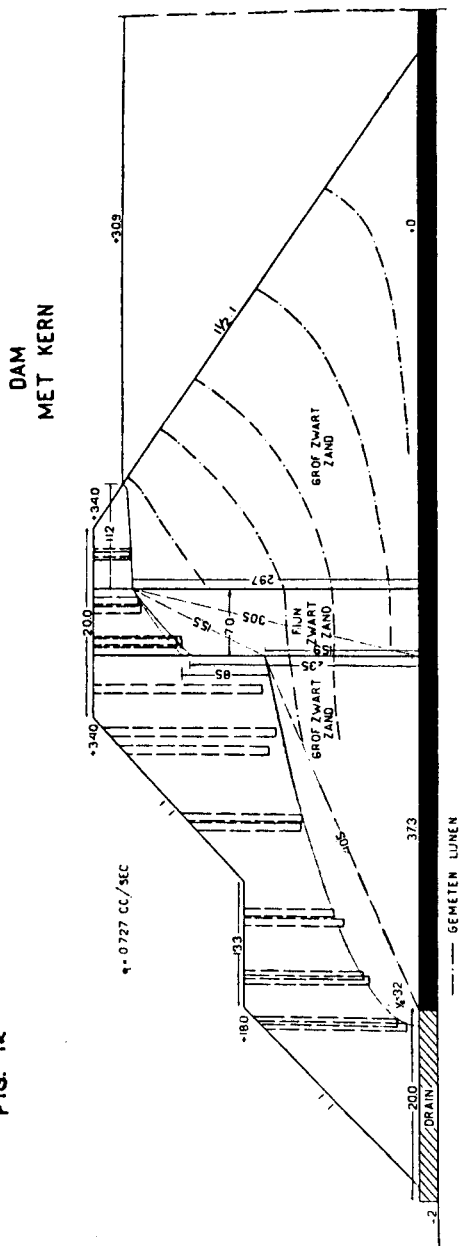
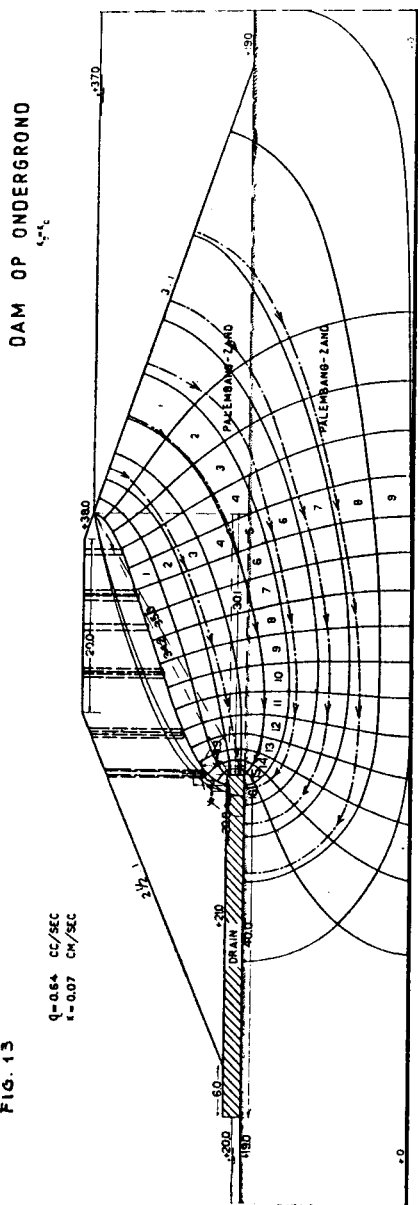


FIG. 13



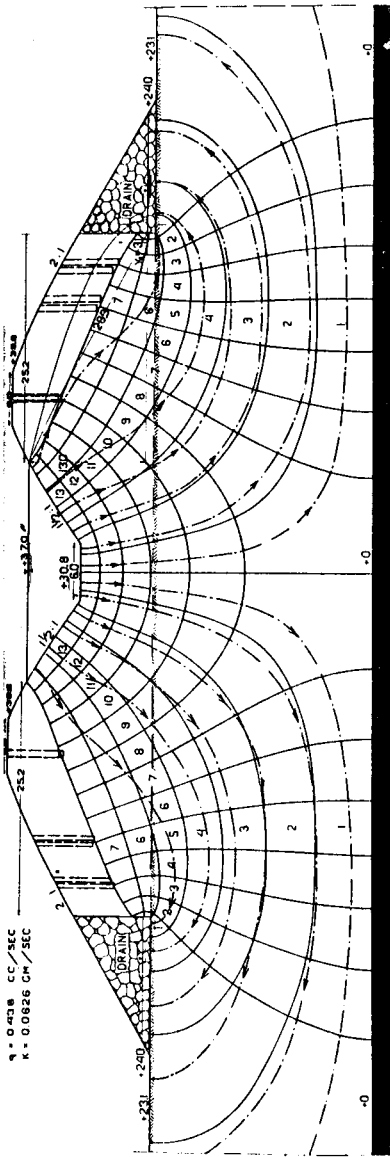


FIG. 15

DAM
 MET WATERBOCHT
 SCHERM EN DRAINERING
 VOOR ACHTER DE TEEEN

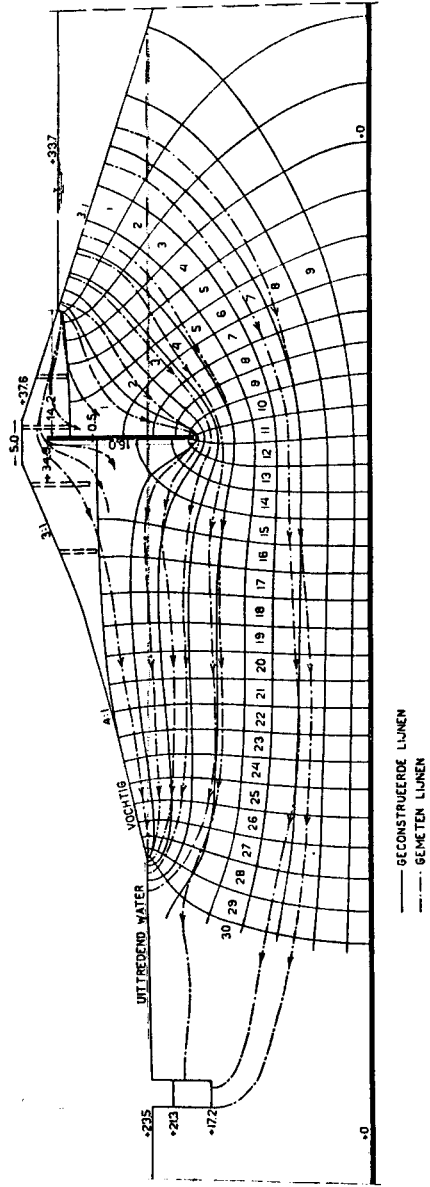
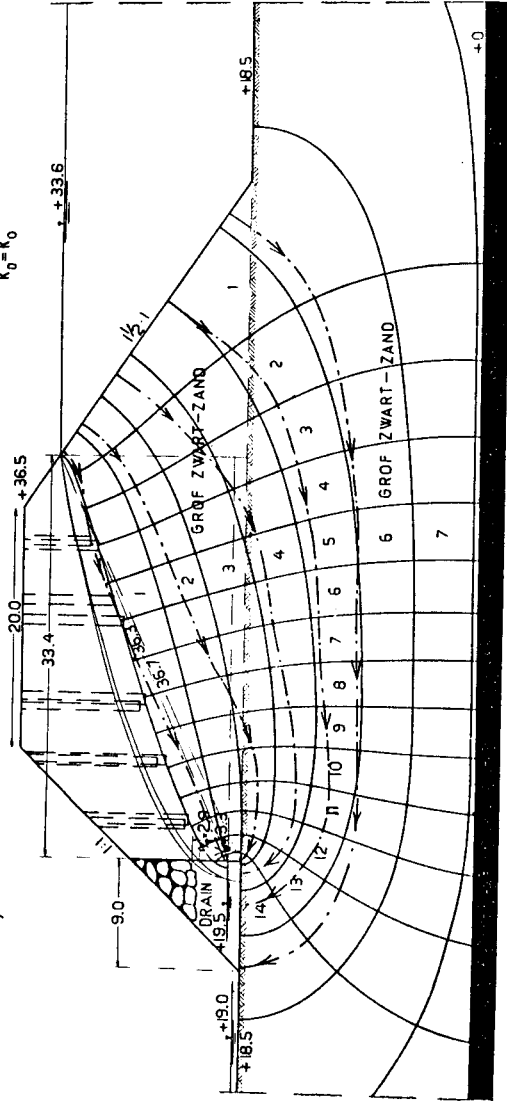


FIG. 16
DAM OP ONDERGROND

$Q = 1.49$ CC/SEC.
 $K = 0.208$ CM/SEC.

$K_0 = K_0$



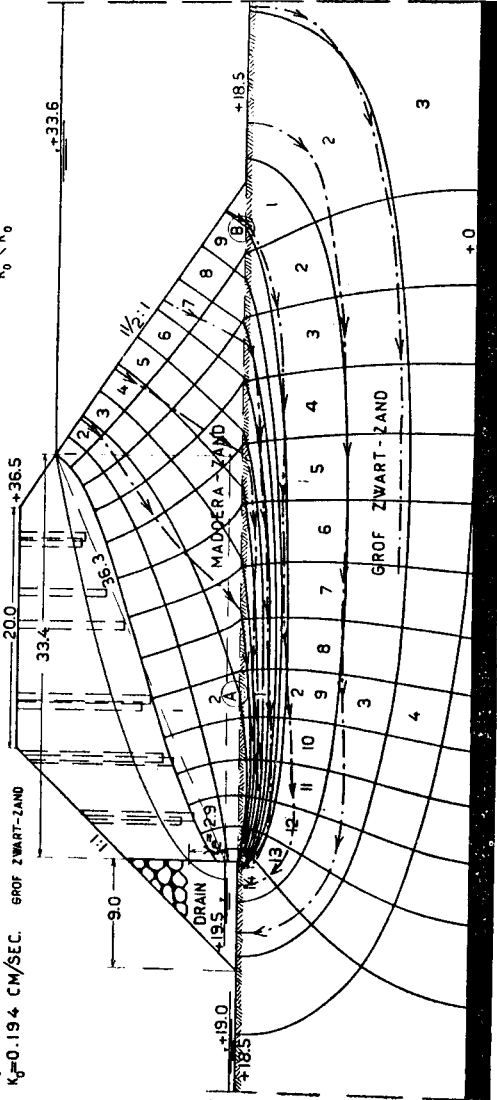
— GECONSTRUEERDE LIJNEN
- - - GEMETEN LIJNEN

FIG. 17
DAM OP ONDERGROND

$Q=0.837$ CC/SEC.
 $K_0=0.0276$ CM/SEC.
 $K_0=0.194$ CM/SEC.

MADOERA-ZAND
 GROF ZWART-ZAND

$k_0 < k_0$



— GECONSTRUEERDE LIJNEN
 - - - GEMETER LIJNEN

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Aufstellung eines Entwurfes für einen Staudamm aus Erde ist es sehr wichtig, die Art und Weise, auf die das Wasser durch den Staudamm und den Untergrund hindurchsickern wird, möglichst genau vorherzusehen.

Im vorliegenden Bericht werden Formeln die Durchsickerung und den Druckunterschied für den einfachsten, rein rechnungsmässig zu behandelnden Fall aufgestellt, d. h. für einen Staudamm aus gleichmässigem Erdreich, der auf horizontalem, undurchlässigem Untergrund ruht und durch eine horizontale, auf der Talseite des Dammes liegende Entwässerungsanlage entwässert wird.

In diesem Falle bilden die Linien der Durchsickerung und des Druckgefälles ein Bündel von Parabeln mit gleichem Brennpunkt, und dieser liegt im Anfangspunkt der Entwässerung; die bergseitige Böschung, die eine Bedingende darstellt, muss gleichfalls eine Parabel sein.

Mit Hilfe von Versuchen an verkleinerten Modellen untersucht man dann im Laboratorium, wie das typische Durchsickerungsbild sich in folgenden Fällen gestalten wird:

A. — Entwässerter Staudamm mit bergseitigen Böschungen von verschiedenen Neigungswinkeln.

B. — Entwässerter Staudamm mit Wasserdruck auf der Talseite.

C. — Nicht entwässerter Staudamm.

D. — Staudamm mit Tonkern.

E. — Entwässerter Staudamm auf durchlässigem Untergrund von der gleichen Beschaffenheit wie der Staudamm.

F. — Kanal in aufgeschüttetem Gelände mit entwässerten Dämmen.

G. — Staudamm auf durchlässigem Untergrund, mit undurchlässiger Trennwand.

H. — Staudamm auf durchlässigerem Untergrund als das eigene Erdreich.

Zum Schluss kommen noch einige Bemerkungen über den Einfluss des Regens auf die Sickerschicht innerhalb des Dammes.

SUMMARY

For making the design of an earthen dam it is of the utmost importance to know as exactly as possible how the water will percolate through the dam and through the sub-soil, and what will be the form of the watertable in the dam.

In the following paper a formula is given for the stream- and potential lines for a standard case, which can be handled purely mathematically and which is formed by a homogeneous dam, resting on a horizontal and watertight bottom, drained by a horizontal drain below the toe of the dam.

In this case the stream- and potential lines form a family of confocal parabolas, the focus of which lies in the beginning point of the drain; the waterslope, being a potential line must also be a parabola.

By means of experiments is shown how this standard stream figure changes in the following cases:

- A. — A drained dam with straight waterslope of different slopes.
- B. — A drained dam with water against the backslope.
- C. — A dam without a drain with straight, inclined outer- and inner-slopes.
- D. — A drained dam with a puddle core.
- E. — A drained dam, lying on a sub-soil of the same material as that of the dam.
- F. — A high level canal with drained embankments.
- G. — A dam, lying on permeable sub-soil, with a watertight core wall.
- H. — A dam, lying on a sub-soil more permeable than the dam material.

For these cases the stream figures are given and it is shown how, with these figures, a good insight is to be obtained in the different percolation problems.

Finally some remarks are made about the influence of the rainfall upon the level of the watertable in the dam.

RESUME

Pour faire le projet d'un barrage en terre, il est très important de prévoir le plus exactement possible de quelle manière l'eau s'infiltrera à travers le barrage et le sol sous-jacent.

Dans le présent rapport, sont données les formules des lignes d'écoulement et de potentiel pour le cas le plus simple qui puisse être traité purement par le calcul, c'est-à-dire d'un barrage en terre homogène, reposant sur un fond horizontal imperméable et drainé par une drain horizontal placé sous la partie aval du barrage.

Dans ce cas, les lignes d'écoulement et de potentiel sont un faisceau de paraboles confocales, dont le foyer est situé au point d'origine du drain; le talus amont, étant une ligne potentielle, doit être aussi une parabole.

Ensuite, le rapport étudie, à l'aide d'essais au laboratoire sur modèles réduits, comment cette image d'écoulement typique se modifiera dans les cas suivants:

A. — Un barrage drainé avec des talus amont de différentes inclinaisons.

B. — Un barrage drainé avec un niveau d'eau contre le talus aval.

C. — Un barrage non drainé.

D. — Un barrage avec noyau d'argile.

E. — Un barrage drainé reposant sur un fond perméable du même matériau que celui du barrage.

F. — Un canal en remblai avec des digues drainées.

G. — Un barrage reposant sur fond perméable, muni d'un diaphragme imperméable.

H. — Un barrage reposant sur un fond plus perméable que le barrage lui-même.

Finalement, le rapport contient quelques remarques concernant l'influence de la pluie au niveau de la nappe d'infiltration dans le barrage.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 33

NATIONAL REPORT OF JAPAN
FOR INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS

**Study of physical laws governing infiltration
of water through the dam and the
subjacent soil**

BY

SHIN-ICHIRO KAMBARA,

Consulting Engineer, Tokyo Electric Light Co.

and

SHIZUO ABE,

Hydraulic Engineer, Imperial Government Railways.

Members of Technical Committee,

Japanese National Committee of the

*International Commission on Large Dams of the
World Power Conference.*

CONTENTS.

	Page
<i>Introduction</i>	115
<i>Chapter I. — Method of Investigation.</i>	
1. General Description	115
2. Equal-Pressure Surfaces or Lines	117
3. Equi-Potential Surfaces or Lines	118
4. Stream Lines	119
5. Transmission Constant and Infiltration Velocity	120
6. Infiltration through the Subjacent soil	123
<i>Chapter II. — The Dams Investigated, And The Results of Experiments.</i>	
7. Ôno Dam	124
8. Murayama Dam	127
9. Method and Result of Experiment	128
<i>Chapter III. — Consideration About The Experiments.</i>	
10. Consideration about the Experiments	131
<i>Appendix.</i>	
Fig. 1.	Ôno Dam.
Fig. 2.	Flow of Water Trough Ôno Dam
Fig. 3.	Murayama Dam
Fig. 4.	Flow of Water Trough Muraya- ma Dam.

INTRODUCTION.

To make some contribution to the solution of the given problem, we report here some of the results of investigations made for two representative earth dams in Japan. The important part of the investigations was made after the questions were given to us by the Commission, so that investigations made up to that time might be supplemented. The investigations were made for the dam body only, and those for the subjacent soil were not made due to the lack of time, and only the principles are explained for the latter.

CHAPTER I. — METHOD OF INVESTIGATION.

1. General Description.

Earth dams, though well constructed, infiltrate more or less water from the reservoir or the precipitation. The infiltrating water, under the action of gravity, filling the pore space of the dam, is supposed to flow according to Darcy's law. Such water is just like the underground gravity water in nature. The uppermost boundary of the water forms a surface commonly called saturation line or surface, and above which is the capillary fringe, in which, water is sustained by capillarity but does not flow by the action of gravity. For the infiltration of water through the dam, the gravity water is chiefly concerned.

In order to know the extent, the pressure, the direction and the velocity of flow of the gravity water, the simplest and most effective method is the use of piezometer tubes, by which the water pressure at points in the dam body can be directly measured. When the distribution of pressure in the dam body is known, the first thing to do is to obtain the equal-pressure surfaces, formed by points of equal pressure head in the dam body. The second thing is to obtain the equi-potential surfaces, formed by points, in which the top of the water column of the piezometer is in equal height from a datum. Then the stream lines can also be deduced, as they cut the equi-potential surfaces at right angle. On the other hand, from the rate of

change of water level in the piezometer, the permeability of the dam body can be known, from which, the velocity and the discharge of the infiltrating water can also be deduced.

As explained above, the simplest and most effective method to ascertain the flow of water through the dam body is to sink piezometer tubes in it, and by observing the water level in them, the physical and hydraulic conditions can be deduced. Investigations by means of piezometer tubes were made in some occasions, but most of them were made to know the saturation lines or surfaces. The authors do not know of any investigations made to ascertain the conditions of flow of water in the inner parts of dams. The main object of their investigations is to know, not only the position of the surface, but also the conditions of flow in the inner parts of the dam body.

Considering generally, the authors think that the investigations of the flow of water through the dam body and the subjacent soil should be done in the following manner :

- (A) To find out the position and the character of the following three kinds of surfaces or lines, and the physical and hydraulic relations between them:
 - (a) Equal-pressure surfaces or lines.
 - (b) Equi-potential surfaces or lines.
 - (c) Stream lines.

This is applicable to all kinds of earth dams, built by any kinds of process, with or without core wall or drains, and with any kind of subjacent soil.

- (B) To find out the transmission constant, the infiltration velocity and the discharge. This can be done by direct observations in existing dams as well as by the laboratory experiments. The comparison of both will be instructive. Moreover, the change of the above explained physical and hydraulic conditions as affected by the change in the reservoir water level, weather temperature and humidity, etc. should be investigated.
- (C) To make investigations as (A) and (B) for the flow of water in the subjacent soil, natural, or artificially made water-tight or drained.

2. *Equal-Pressure Surfaces or Lines.*

An equal-pressure surface is an imaginary surface supposed to exist in the dam body, the surface on which the water pressure head is equal everywhere. When a section of a dam is considered, points of equal pressure head form an equal-pressure line. The equal-pressure surfaces or lines can be found out by means of piezometer tubes. The piezometer tubes must be sunk in the dam body. The lower end of the tube is simply made open or connected to a short strainer to facilitate the coming up of water. The tube is water-tight throughout except at the ends. Piezometer tubes different lengths, the shortest only reaching a little beneath the saturation line, the longest reaching to the bottom of the embankment, must be grouped and arranged a meter or so apart one another in a line parallel to the axis of the dam. And such groups of piezometer tubes must preferably be arranged at some distance one another in the direction perpendicular to the axis of the dam.

The water comes up in the piezometer tube, and in a few days, weeks or months after the tube was sunk, the water rises no more. In this case, *the depth of water in the tube is just equal to the pressure head at the lower end of the tube.* When the pressure heads at the lower ends of all the piezometer tubes are known, the equal-pressure surfaces are obtained. To facilitate this, a section of the dam is taken, in which groups of piezometer tubes are sunk. As the first step, take the heights of the lower ends of a group of piezometer tubes as ordinates, and the water pressures as abscissas. By interpolation, a curve, showing the distribution of water pressure in the vertical line, can be obtained. This is called the « vertical pressure head curve », from which the points of any required pressure can be found. By connecting, in a cross section of the dam, the points of required pressure in vertical lines, in which piezometer tubes are grouped, the equal-pressure line for the required pressure can be drawn. This is more facilitated by the use of the horizontal pressure head curve, which indicates the distribution of pressure head in a horizontal line. Equal-pressure lines must be drawn at a constant difference of head. The equal-pressure surface can be obtained by connecting equal-pressure lines in a number of cross sections of the dam.

In ordinary conditions, the equal-pressure surfaces or lines are, to some extent, curved, and incline to the down-stream direc-

tion of the dam.

3. — *Equi-Potential Surfaces or Lines.*

An equi-potential surface is an imaginary surface supposed to exist in the dam body, the surface on which the potential, i. e. the height of the top of the water column in the piezometer tubes is equal everywhere. When a section of a dam is considered, points of equal potential form an equi-potential line. The equi-potential surface or line can be found out directly from the heights of the water level in the piezometer tubes. But, when equal-pressure surfaces or lines are obtained, it is more convenient to find the equi-potential surface or line by their aid.

In a cross section of the dam draw a number of equal-pressure lines, in which the pressure difference of every one and the next is constant. Take horizontal lines at distance equal to the difference of pressures between consecutive equal-pressure lines. Then the intersections of the two kinds of lines connected one by one form equi-potential lines. In Fig. 2, let the pressure difference between consecutive equal-pressure lines be bw , in which b denotes the difference in depth of water, and w denotes the weight of water per unit volume, then the saturation line represents the zero pressure line, i. e. the line $0bw$. The consecutive equal-pressure lines indicate pressures $1bw$, $2bw$, etc, respectively. Horizontal lines, at distance b one another are drawn, and called $0b$, $1b$, $2b$ etc. from the higher to the lower. Then the intersections of the line $0bw$ and the horizontal line $0b$, $1bw$ and $1b$, $2bw$ and $2b$, etc form an equi-potential line, the potential of which is equal to the height of intersection of $0bw$ and $0b$. Next, the intersections of $0bw$ and $1b$, $1bw$ and $2b$, etc, form the second equi-potential line, the potential of which is equal to the height of the intersection of $0bw$ and $1b$. The difference of potentials between the consecutive equi-potential lines is also equal to b , in Fig. 2 and Fig. 4, b being 2,5m. Then equi-potential lines are drawn in a number of cross sections, equi-potential surfaces are obtained by connecting them.

Generally, the equi-potential surfaces are curved surfaces, and in the middle part of a long and uniformly constructed dam, they will be curved but parallel to the axis of the dam. The most important character of equi-potential surfaces is that no water flows along them, i. e., water flows perpendicular to them.

4. — Stream Lines.

A stream line is a line formed by connecting the direction of flow in consecutive points in the dam body. The rate of change

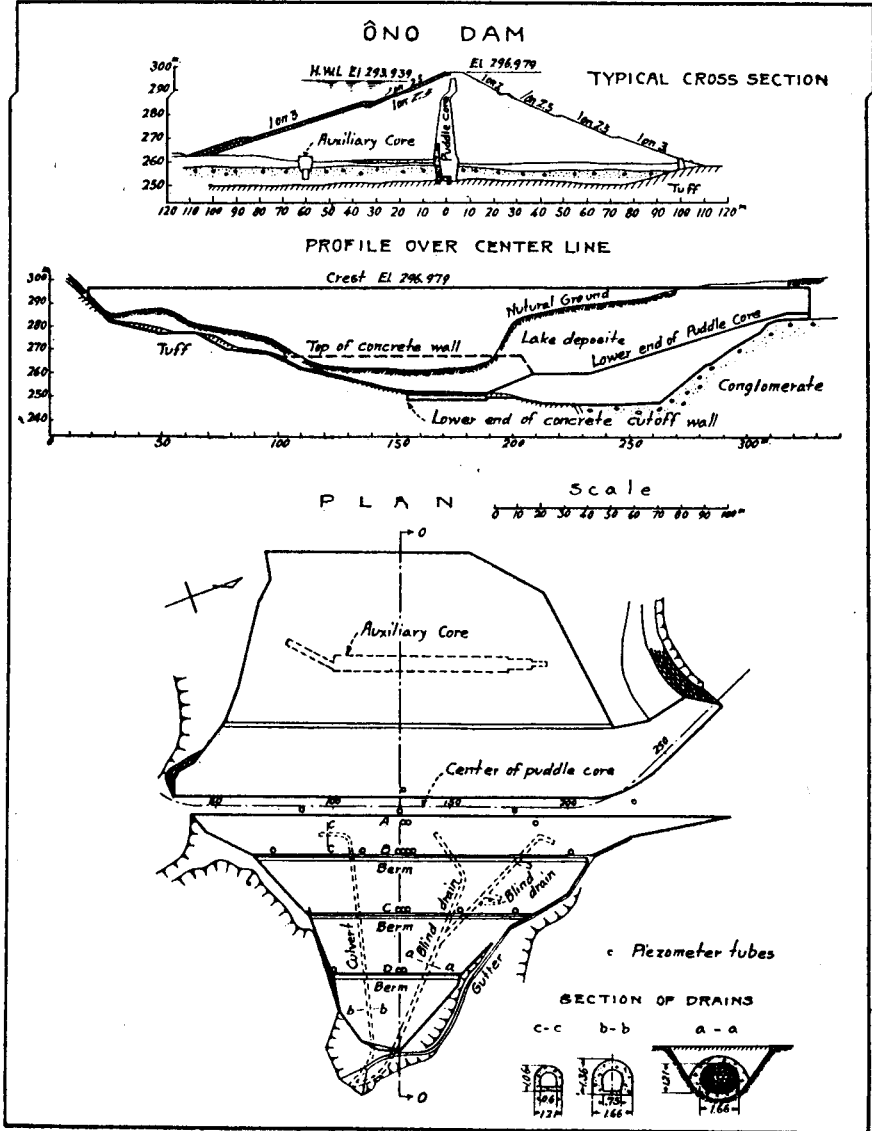


Fig. 1

of the potential, or the hydraulic gradient, is steepest along the stream line. Stream lines cut all equi-potential surfaces at right angle. Generally speaking, stream lines are curved lines in three dimensions. But, near the middle part of a long and uniformly constructed dam, as the equi-potential surfaces are parallel to the axis of the dam, stream lines can be considered to lie in cross sectional planes. In Fig. 2 and Fig. 4, as the cross sections of dams at the middle part are taken, stream lines are drawn in them.

5. — *Transmission Constant and Infiltration Velocity*

The velocity of flow of water is an important item. To measure it directly is almost impossible ; but from the mode of change of water level in piezometer tubes, the transmission constant of the dam body can be deduced, and when the potential difference per unit length of stream line is known, the velocity of flow can also be deduced.

In case where water rises gradually up in a piezometer tube, let

H = water pressure head in dam body at the lower end of the piezometer tube, expressed by the height of water column from a datum in cm. ;

h = height of the top of water in the piezometer tube from a datum in cm. ;

Q = rate of coming in of water in the piezometer tube in cu. cm. per sec. ;

r = radius of the piezometer tube in cm. ;

t = time in sec. ;

k = transmission constant in cm. per sec. ;

a = a constant depending on the form of the lower end of the piezometer tube ;

then, the relation between the difference in water pressures inside and outside of the piezometer tube and the rate of coming in of water in the tube can be expressed by

$$H - h = \frac{a Q}{4kr} \dots\dots\dots (1)$$

(For the deduction of this expression, see Forchheimer : *Hydraulik*, 1930, p. 99).

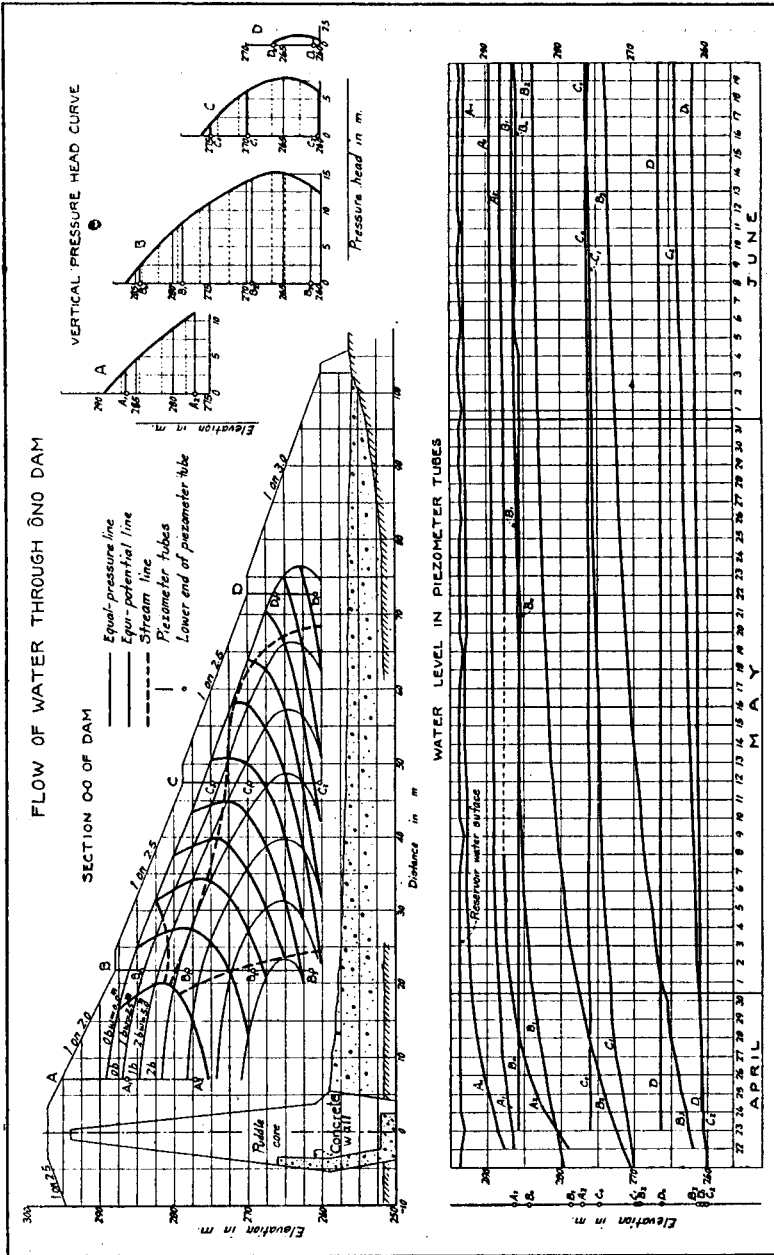


Fig. 2

Next, the relation between the rate of coming in of water in the tube and the height of water level in the tube is expressed by

$$Qdt = \pi r^2 dh \dots\dots\dots (2)$$

From (1) and (2), the relation between the time and the change of water level in the tube is

$$dt = \frac{a\pi r}{4k} \cdot \frac{dh}{H-h} \dots\dots\dots (3)$$

Integrating and putting $h=0$ when $t=0$, we obtain

$$t = \frac{a\pi r}{4k} [\log_e H - \log_e (H-h)] \dots\dots\dots (4)$$

This is the expression for the mode of change of water level in the piezometer tube.

Let $h = h_n$ when $t = t_n$, and $h = h_{n+1}$ when $t = t_{n+1}$

(4) becomes

$$t_{n+1} - t_n = \frac{a\pi r}{4k} [\log_e (H-h_n) - \log_e (H-h_{n+1})] \dots\dots (5)$$

hence, we get

$$k = \frac{a\pi r}{4(t_{n+1} - t_n)} \log_e \frac{H-h_n}{H-h_{n+1}} \dots\dots\dots (6)$$

Let $t_1, t_2, t_3 \dots t_n, t_{n+1}$ be of equal interval of m days, i. e.,

86400 m. seconds, then (6) becomes

$$k = -0.000021 \frac{ar}{m} \log_{10} \frac{H-h_n}{H-h_{n+1}} \dots\dots\dots (7)$$

this is the most convenient form of expression to find the value of k .

As k is a constant, $\frac{H-h_n}{H-h_{n+1}} = C$ will also have a definite value.

Hence, when there are $n+1$ results of observations of water level h in a piezometer tube made at constant time interval of m days, n observation equations can be obtained for the expression

$$\frac{H-h_n}{H-h_{n+1}} = C, \text{ and by the method of least square, the most proba-}$$

ble value of H and C can be obtained, from which, by knowing the value of a and r , the value of k can also be obtained. Moreover, by the use of expression (4), the curve showing the change of water level in the piezometer tube can also be known.

As above explained, if there are several or more results of water level observation, the water pressure in the dam body at the lower end of the piezometer tube, the transmission constant, and the mode of change of water level in the tube can also be deduced.

When the transmission constant, equi-potential lines, and the stream lines are obtained by the method hitherto explained, the infiltration velocity of water through the dam body can be obtained by the use of the Darcy's formula, i. e.,

$$v = kh/l$$

where v = infiltration velocity in cm. per sec.;

k = transmission constant in cm. per sec.;

h = potential difference between two consecutive equi-potential lines ;

l = the length of stream line between two equi-potential lines.
(same unit for h and l).

In Fig. 2 and Fig. 4, $h = b = 2.5$ m.

6. — *Infiltration through the Subjacent Soil.*

Infiltration through the subjacent soil, natural or artificially made water-tight, is to be investigated as that through dams, by the method described in (A) and (B) in art. 1. Where there are rocks, boulders and gravel, the use of a boring machine will be necessary to sink the tube. In this case, all joints of the tube must be water-tight and any space outside the tube must be perfectly filled up to let no water flow along it. The lower end of the tube is to be made simply open or connected to a short strainer to let the water come in easily. The upper end of the tube is to be a little above the surface of the ground or the dam, and when inspection holes or galleries are equipped, the upper end of the tube may be taken out in them and connected to a manometer or a pressure gauge to measure the water pressure. It will be instructive to begin the measurement before the beginning of the construction work of the dam, and compare the conditions before and after the construction of the dam and the impounding of water.

It is expected that, when the soil is quite uniform in structure, or fissures in the rock are adequately filled up, the change and the distribution of water pressure will be regular and gradual; on the contrary, if there remain fissures and faults, the flow in the soil will be quite irregular.

On the upstream side of a dam, the investigation is rather difficult, though not impracticable ; on the down-stream side, it can easily be done.

CHAPTER II. — THE DAMS INVESTIGATED, AND THE RESULT OF EXPERIMENTS.

7. — *Ôno Dam.*

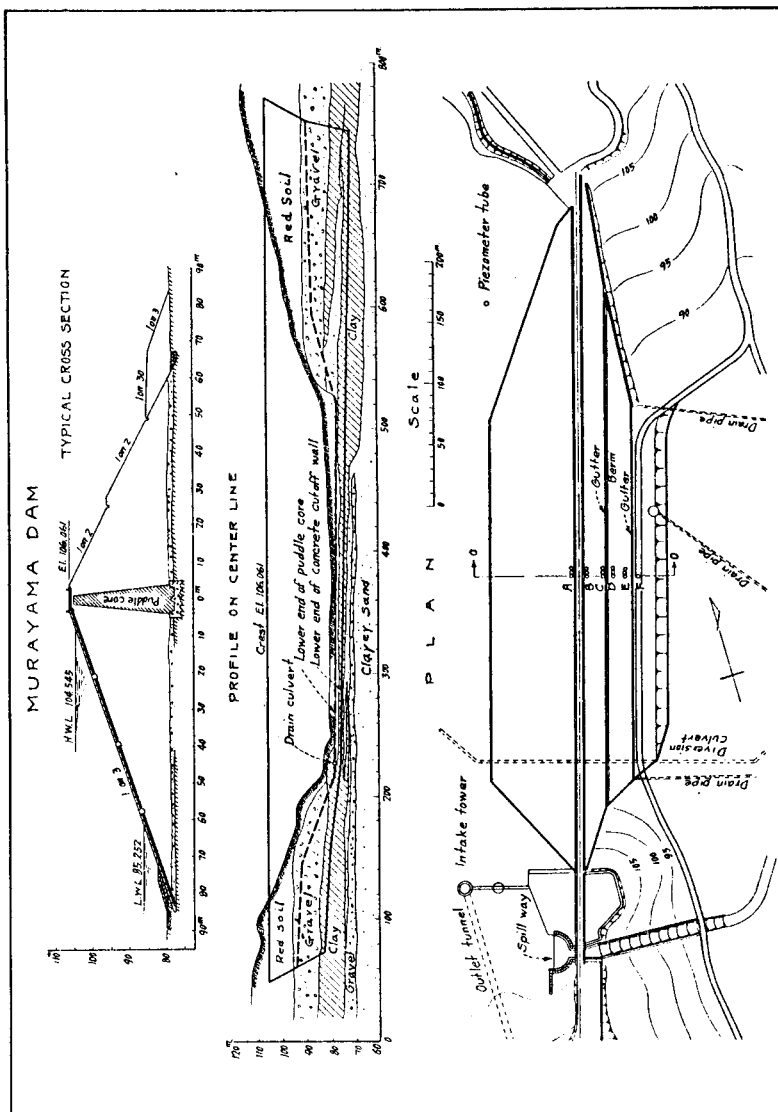
Ôno pondage reservoir is formed by an earth dam built across a valley of a small tributary of the Katsura River in Yamanashi Prefecture, in connection with Yatsuzawa Hydro-Electric Power Station of Tokyo Electric Light Co. The reservoir is v-shaped, its area is about 200,000 sq. m., and its effective capacity 750,000 cu. m. It was designed and constructed by that company, and completed in October, 1914.

This earth dam stretches in an almost north to south direction, and curves to the north-west at the north end. The maximum height is 37.3 m. above the ground, the top width is 7.3 m., the upper part of the up-stream slope is 1 on 2.5, and covered by stone pitching with mortar joint ; below 12.1 m. from the top, the slope is 1 on 3, and protected by riprap. The down-stream side slope is 1 on 2, 1 on 2.5 and 1 on 3 downwards, 2.7 m. berms are at every 9.1 m. below the top, with gutters leading to a main at the north end. The down-stream face is thoroughly sodded.

At the center of the dam, there is a puddle core, and beneath it, a cut off wall of concrete with steel plate in the middle has been constructed.

Puddle Core. — The puddle core is composed of a mixture of gravel, sand and clay. The latter two were first dried, the clay was powdered, and all these were mixed up by means of concrete mixers, water being added during the course of mixing. The mixture was spread in layers each of which is about 15 cm. thick and rolled to a thickness of about 10 cm. The gravel used was 60-6 mm. in grain size and weighed 1.80 tons per cu. m.; the sand was 6 mm. or less in grain size and weighed 1.67 tons per cu. m. When dry, 7 parts of gravel and 3.5 parts of sand make up 9.0 parts of mixture, the void of which is about 27 %. To this, 3.5 parts of dried and powdered clay, and water 25 % of it by volume was added, and 10.0 parts of mixture are obtained when compacted.

Percolation Test. To make a percolation test, the above described mixture, the water content of which is one third of the clay in



volume, was put very compactly in a steel pipe 15 cm. in dia., the inner surface of which was coated with asphalt not to make

the water flow along it. The pipes were joined by means of wooden collars, 7.5 cm. in inner dia., 22.5 cm. in outer dia., and 2.5 cm. thick. The pipes were covered with straw-mat to lessen the effect of temperature change.

The main points of the test were as follows:

Pressure head tested	24.12 m.
Length of the mixture	7.42 m.
Void of the mixture	16.07 %.
Specific gravity of the mixture	2.17
Number of days before water came out	18
Number of days tested	205
Temperature	max. 46°C, min. — 40°C.
Water percolated	max. 2780, min. 834. cu. cm. per day.
Infiltration velocity	max. 0.000183, min. 0.000055 cm. per sec.
Transmission constant	max. 0.000056, min. 0.000017 cm. per sec.
Water percolated	clear.

Embankment. — For the embankment earth, commonly called « Akatsuchi » or red soil was used. This is a diluvial deposit of volcanic nature, which is easily compacted but hard to slake. It is one of the most suitable materials for embankment in this country. This material was spread in a layer about 15 cm. thick, and rolled with 8-10 ton grooved rollers more than three times to make it about 9 cm. thick. The embankment, thus made, weighed 1.44 tons per cu. m., the void being 40 %, and it was as compact as in the natural state.

Drains. — In the down-stream side, culverts and blind drains were located in the foundation soil to drain in percolating water. The blind drains were made by filling the trenches with sand, gravel or broken stones and lead the water to concrete culverts filled with gravel and broken stones, which increase their section to 75 cm. in dia. near the toe of the dam. Water flows at the bottom of them. One of the drain culverts is located along the south side ledge rock and opened at the toe of the dam.

Geology. — In the dam site Misaka tuff occurs in the southern part and conglomerate in the northern part, both belonging to the tertiary system, dip about 75 degrees to north. Over the conglomerate is found diluvial deposit in Ono terrace at the northern end of the dam. The cutoff wall of the dam reached to the tertiary bed rock through the diluvial deposit. Though the surface soil was removed

all over the dam site, some layers of soil and gravel were not removed.

8. *Murayama Dam.*

Murayama reservoir dams were built by the City of Tokyo in connection with the water supply of the city. There are two dams, and the investigation was made in the down-stream one. This dam is 30 m. high, width at the base 161 m. top width 7.3 m. length at the crest 587.3 m. and it contains 867,000 cu. m. of material. Puddle core was located at the center of the dam, containing 80,000 cu. m. of material. Under the puddle core a concrete cutoff wall, containing 16,000 cu. m. of concrete, was located down to the layer of clay widely extended in the reservoir site.

The up-stream slope is 1 on 3; the down-stream slope 1 on 2 with a 2.7 m. berm, 10.6 m. below the top. The up-stream slope was covered by concrete blocks, and over the heel, which reached to the foundation clay layer, clay was deposited in layers and upon this riprap was laid for protection. At the top of the up-stream face, a concrete wall was made to protect the dam from waves. At the toe of the dam, in the gravel layer of foundation soil, a blind drain was located parallel to the axis of the dam, and was connected to a drain pipe to lead off the percolating water. Near the toe, earth was laid over the down-stream slope. The down-stream slope was thoroughly sodded.

Before the embankment work was begun, the surface soil was removed; but some layers of gravel were left in the down-stream side. The earth used for the embankment was « Akatsuchi » or red soil, and most of it was hauled from borrow pits nearby, except some from the excavation of the core. Earth was spread in a layer 15 cm. thick, and rolled by grooved rollers to the thickness of 10 cm. One 6-ton, one 8-ton and two 10-ton rollers were used. Where steam rollers could not be used, the earth was rammed and compacted by men with stone blocks of 30 kg. in weight, or wooden blocks. The weight of the earth at the borrow pit was 1.6 tons per cu. m., which, after being laid and compacted, weighed 1.75 tons per cu. m., more compact than the soil in the natural state.

The top of the puddle core is 60 cm. below the top of the dam, the width is 2.4 m., the side batter 1 on 0.1, the maximum thickness 7.9 m. The top of the concrete cutoff wall was widened and grooved to give better connection with the puddle core. The concrete was 1 :

3 : 6 mixture containing rubble. The puddle core was made up of a mixture of clay and gravel, 2 to 1 in volume when compacted. The clay was hauled from the borrow pit in Higashi-murayama ; the raw clay was spread on a platform, the gravel added and thoroughly mixed. The mixture was hauled and spread in a 9 cm. layer and compacted to 5 cm. thick by men with stone blocks of 30 kg. or 75 kg. in weight. In this way, the cutoff trench was first filled up, and then proceeded parallel to the embankment.

9. — *Method and Result of Experiment.*

Ôno Dam. — The Ôno dam was equipped with 14 piezometer tubes 5 cm. in dia., and observation has been continued since the dam was completed. In April 1932, 9 more tubes were driven in a section at the middle part of the dam. The tubes are gas pipes 5 cm. in dia. and about 3 m. long joined one by one by means of sockets, and white paint was used to make the joints water-tight. The lower ends of the tubes were perforated like strainers, as 15 holes 9 mm. in dia. were bored around the tube. The tubes were driven into the dam with 110 kg. monkey as in pile driving. In this case, a conical piece of steel was fitted to the lower end of the tube, which was so constructed as to be driven down apart from the tube by means of a rod inserted in the tube after the tube was driven in to the intended depth ; but this was not done. The water level of the tube was measured by letting a tape down into the tube till it was submerged in water.

The result of observation is shown in Fig. 2. During the observation, the change of water level in the reservoir was very little, and the result of observation is quite fair. The water level in the piezometer tubes rose very gradually, just corresponding to the expressions (4) and (5) in Art. 5, and the distribution of water pressure in the dam body is in good order. Equal-pressure lines, equipotential lines and stream lines obtained by the method explained in chap. I are shown in Fig. 2. In making up the figure, all results of observations up to June 20 were taken into account. In this time, in most of the piezometer tubes, the water level already ceased to rise, for which H was directly determined by the actual water level height; but, in some of them, it still continued to rise, for which H was obtained by the method of least square. In observing this figure, three special features must be pointed out ; first, the equipotential lines and equal-pressure lines are remarkably curved ; second, in the lower part of the dam body, equipotential lines are nearly horizon-

intersect the saturation line at some acute angles. This means that some part of the water flows out into the capillary fringe, to supplement the loss due to evaporation. These conditions will be reversed in case of heavy rain.

The values of h/l are diverse in points in the dam body, the maximum being 1.56, while the minimum is 0.31. The transmission constants, obtained by equation (6) are as follows :

In portion adjacent to	Value of transmission constant in cm. per sec.
A-1	0.0000042
A1	0.0000025
A2	0.0000053
B1	0.0000025
B2	0.0000017
B3	0.0000011
C1	0.0000019
C2	0.0000004

In calculation, the value of a in equation (6) was assumed to be equal to unity. Though the actual value of a , for a tube with its lower end perforated, is not yet determined, the above assumed value is not considered to differ very much from the actual value.

The value of the infiltration velocity, obtained from the transmission constant and hydraulic gradient, is comparatively similar in points in the dam body ; the average being 0.00000034 cm. per sec.

Murayama Dam. — The Murayama dam was equipped with piezometer tubes, and observation has been made since the dam was completed. In April, 1932, 14 more tubes were sunk. The tubes sunk before are 5 cm. in dia., with many small holes in the whole length of the tubes. The tubes newly sunk are 7.5 cm. in dia., without holes, and the lower ends simply opened. The tubes were sunk as casing tubes by means of a boring machine. The water level in each tube is measured at a definitive time once a day, by letting a lead down in the tube, and when it reaches the water, an indication is given by an electric device.

The results of observations are as in Fig. 4. In the Murayama dam, the water level in the reservoir changed markedly ; and the change of water level in the tubes were so irregular that it was rather difficult to treat them like those of the Ôno dam. The causes of the irregularity of the change of water level are not well known,

but that the outside of the tubes does not fit quite tight to the dam body seems to be one.

The equal-pressure lines, the equi-potential lines and the stream lines are as shown in Fig. 4. In drawing these lines for tubes in which the water level seems to be almost stabilized, the water level on June 20 was taken ; but for tubes in which the water is still rising, the most probable final value of water level was obtained by the method of least square. In seeing this figure, it is conceived that, though there are many irregularities in the water level in the tubes, the conditions of flow as a whole are rather rational and fair. The equi-potential lines are a little curved, and incline nearly in the same manner, and their distances from one another are almost equal. The equi-potential lines intersect the line of saturation nearly at right angles. The hydraulic gradient in the dam body is comparatively similar every-where, ranging from 0.4 to 0.6. The value of the transmission constant at the lower end of tubes B3, C3, D3, in which the change of water level is comparatively regular, calculated by the equation (6), putting $\alpha = 1$, are as follows :

In portion adjacent to	Value of transmission constant in cm. per sec.
B3	0.0000015
C3	0.0000018
D3	0.0000014

The value of infiltration velocity, obtained by the transmission constant and equi-potential lines is about 0.00000075 cm. per sec.

CHAPTER III. — CONSIDERATION ABOUT THE EXPERIMENTS.

10. — *Consideration about the Experiments.*

As the first step of investigating the physical laws governing the infiltration of water through earth dams, it is necessary to know clearly the conditions of flow in existing dams. It was expected that this could be attained by the use of piezometer tubes by which the water levels in the tubes would be observed and hence equal-pressure lines, equi-potential lines, and stream lines could be obtained. Moreover, from the mode of change of water level in the tubes, the permeability can also be obtained. Under such expectation, the experiments were made, and the expected results were obtained, and, at the same time, it was affirmed that the use of piezometer tubes

is the simplest and most effective method of ascertaining the flow of water in the dam body.

The results of experiments are satisfactory for us; nevertheless, there may remain something to be investigated further. Examining Fig. 2 and Fig. 4 in detail, some irregularities and irrationalities will be found. Consequently, it is suspected if the conditions of flow of water in some parts of dams, especially near the drains, be in accordance with the application of Darcy's law.

The results of experiments in the Ôno dam and the Murayama dam differ in many respects, which considering the circumstances and the mode of construction, is very interesting. If such experiments be made in many existing dams, the physical laws governing the infiltration of water through them will be thoroughly known. For the subjacent soil, of course, the same method can be supplied.

In our experiments, the piezometer tubes are sunk in the down-stream sides of dams only, and in planes perpendicular to the axes of the dams. The number of tubes is not sufficient, and none of them are so long as to reach the foundation soil. Hence, the flows of water chiefly in the down-stream portions of the dam bodies were manifested, and nothing was known about the conditions of the up-stream portions and the core walls. Also, the positions and forms of equal-pressure surfaces, equi-potential surfaces and stream lines in three dimensions are not known. All these can be found by the use of piezometer tubes sufficient in number and distribution.

It is very valuable, thus, to know the conditions of flow of water in dams in connection with their materials and construction, as well as the effect of the core walls, the construction of which is troublesome and expensive in the present practice. In the experiment, it was found that the puddle core of the Murayama dam was more water-light than that of the Ôno dam.

Something in the experiment might be explained here. The method of sinking the piezometer tubes is not so simple as was first considered. In the Ôno dam, the tubes were driven in like pile driving, whereas in the Murayama dam, they were sunk by means of a boring machine, and the former proved more satisfactory than the latter. Sinking the tubes by means of a boring machine would seem to be better than driving the tubes, as the disturbance of the dam body would be less; but, in reality, too much earth is taken out, and the outside of the tubes does not fit quite tight to the dam

body. On the other hand, in driving the pipe into the dam body, the earth is too much compressed, but this is much better than having the pipe sunk loosely by means of a boring machine. Where there is gravel or rubble in the dam body, it is difficult to drive the pipe in ; in this case, as well as in the case of sinking the tubes into foundation soil or rock, the use of a boring machine is necessary.

In driving the tube, care must be taken to keep it always straight and perpendicular, and the lower end of the tube must be well designed to be driven easily. The bigger tube disturbs the soil more than the smaller one, and a smaller tube, just large enough to make water level measurement, i. e., of 3-5 cm. inner dia., will be suitable. For the joints of the tubes, sockets may be used ; but the use of flush joints or nipples is preferred.

ZUSAMMENFASSUNG.

Im vorstehenden Thema werden die zu erforschenden wichtigen Faktoren der Bereich, der Wasserdruck, die Strömungsrichtung und Geschwindigkeit des Sickerwassers durch den Erddamm und Untergrund behandelt. Diese Faktoren werden durch piezometrische Beobachtungen untersucht. Da der Wasserdruck an jedem einzelnen Punkte des Dammes auf diese Weise gemessen wird, werden die Oberflächen gleichen Druckes leicht ermittelt; ferner werden durch die Verbindung der Punkte gleicher Höhe in piezometrischem Niveau die Aequipotentialflächen gefunden. Nachdem diese Aequipotentialflächen bekannt sind, kann auch die Richtung der Strömungslinien bewiesen werden, die sich mit diesen Flächen rechteckig kreuzen. Aus der Aenderung des Wasserspiegels in den piezometrischen Röhren kann die Durchlässigkeitszahl des Dammkörpers abgeschätzt werden und danach können die Strömungsgeschwindigkeit und die Durchflussmenge des Sickerwassers hergeleitet werden.

Die meisten der bisher wiederholt gemachten Versuche mit piezometrischen Röhren lehnen sich an das Studium über Lage und Form des Sickerwasserspiegels an, jedoch nicht an die oben beschriebenen internen Zustände. Der Zweck der von den Verfassern gemachten Forschung ist die Feststellung des Wasserspiegels und des Filterungszustandes des Damminnerns, unter Verwendung piezometrischer Röhren verschiedener Länge. Die beschriebene Methode kann auf alle Arten von Erddämmen angewendet werden, gleichgültig, erstens ob Erdschüttungen aus homogenen Stoffen bestehen oder nicht, und zweitens welche Undurchlässigkeit ihre Wasserdichtungswerke und der Grundboden auch besitzen. Ferner kann man die Methode auch bei Studien für Untergrund verwenden, die jedoch im vorliegenden Berichte nicht erwähnt wird.

Die Ergebnisse der Forschung mit dieser Methode an den Ohno-Erddamm der Firma Tokio Elektrischen Beleuchtungs A. G. und an den Murayama Erddamm der Tokio Stadtbehörde sind in Abb. 2 und 4 dargestellt.

Die Durchlässigkeitskonstante k wurde durch die Steigerung der Wasserspiegelhöhe in einem Brunnen bestimmt, sobald man ihn auspumpt. Wenn l die Länge einer Strömungslinie und h den Potentialunterschied zwischen zwei Aequipotentialflächen darstellen,

so wird die Filterungsgeschwindigkeit des Wasserpartikels v längs der Strömungslinie gemäss der Darcyschen Formel mit $v = k \frac{h}{l}$ ausgedrückt. Die im Ohno-Damm ausgeführten Beobachtungen zeigen, dass $k_{Max} = 0.0000053$, $k_{Min} = 0.0000004$ und $v_{Mittel} = 0.00000034$ cm/sek sind und dass diejenigen des Murayama-Dammes $k_{Max} = 0.0000018$ und $k_{Min} = 0.0000014$ und $v_{Mittel} = 0.00000075$ cm/sek sind.

RESUME

En vue de donner une solution quelconque au problème donné, il faudrait tout d'abord faire des investigations sur l'étendue atteinte par l'eau souterraine dans la digue en terre et dans le sol sous-jacent ainsi que sur la pression hydraulique, la direction et la vitesse de l'écoulement dans les diverses parties. Ces investigations peuvent s'effectuer par l'emploi de tubes à piézomètre ayant le bout inférieur ouvert et le bout supérieur fermé. De cette manière, on peut se rendre compte de la pression hydraulique dans les diverses parties et en conséquence obtenir la surface de pression égale. Ensuite, en liant les uns aux autres les points qui marquent une cote déterminée du niveau piézométrique, on peut obtenir la surface équi-potentielle. Celle-ci une fois obtenue, on peut nécessairement prévoir les directions des lignes de courant qui la coupent en angle droit. On peut également prévoir le coefficient de perméabilité dans les diverses parties de la digue d'après les proportions suivant lesquelles varie le niveau piézométrique, ce qui permet de prévoir la vitesse et le débit de l'eau filtrée.

Un grand nombre d'investigations de cette espèce ont été faites jusqu'à présent par l'emploi de tubes à piézomètre, mais la plupart se sont bornés à n'examiner que la situation et la forme du niveau de la nappe souterraine. Les auteurs n'ont jamais entendu parler d'une étude visant l'intérieur de la digue. Ils ont fait leur investigation avec des tubes à piézomètre de longueurs différentes et leur but principal a été de préciser non seulement la situation du niveau de l'eau souterraine, mais encore le mode d'infiltration à l'intérieur de la digue. Ce mode d'investigation peut s'appliquer à toutes sortes de digues en terre, que le sol soit homogène ou non, quelle que soit la nature des travaux d'imperméabilisation et quelle que soit l'imperméabilité du sol de fondation. Du reste on peut appliquer la susdite méthode d'enquête au sol de fondation, mais les auteurs laissent cette question de côté dans la présente étude. Les auteurs donnent, aux figures nos. 2 et 4, les résultats obtenus par les investigations auxquelles ils ont procédé de la manière sus-mentionnée dans la digue en terre d'Ono appartenant à la Tokyo Electric Light Co. et celle de Murayama entretenue par la ville de Tokyo.

Ils ont obtenu la constante de perméabilité «k» par l'application de la formule par laquelle on l'obtient au moment où l'eau souter-

raine remonte dans le puits épuisé. Soit «*l*» la longueur d'une ligne de courant coupé par deux surfaces équipotentielles et «*h*» leur différence potentielle. Alors la vitesse d'infiltration de l'eau est exprimée par $v = k \frac{h}{l}$ d'après la formule de Darcy.

L'observation faite dans la digue en terre d'Ono et dans celle de Murayama démontre respectivement:

Ono: $k_{max} = 0.0000053$, $k_{min} = 0.0000004$

$v_{moyenne} = 0.00000034$ cm/sec.

Murayama: $k_{max} = 0.0000018$, $k_{min} = 0.0000014$

$v_{moyenne} = 0.00000075$ cm/sec.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 34

Untersuchungen der Gesetze betreffend die Quersickerung in Staudämmen und im Untergrund

Berichterstatter Ing. Dr. Jul. FIEDLER

Gemäss den auf Seite 9 des oben angeführten Rundschreibens gegebenen Erläuterungen kommen für die Beantwortung dieser Frage vorwiegend praktische Erfahrungen in Betracht. Der Berichterstatter gibt daher einige Beispiele von Beobachtungen, die während seiner Berufstätigkeit von ihm gemacht werden konnten.

In der Tschechoslovakei, in Böhmen und Mähren hat schon vor rund einem halben Jahrtausend eine hoch entwickelte Wasserwirtschaft bestanden. Eine ganze Reihe noch heute im Betrieb stehender Staubecken legt davon Zeugnis ab. (Punkt D des Berichtes zur Frage 2a des Rundschreibens.) Nach Angabe des Prof. Dr. Pantofflieck sind die Kenntnisse in der Wasser- und Dammbaukunst durch niederländische und niederdeutsche Fachleute, die von den böhmischen Königen berufen worden waren, verbreitet worden. Diese Kenntnisse wurden in den Ländern der böhmischen Krone fruchtbar weiterentwickelt. Insbesondere haben zwei heimische Wasserbauer, Slépan und Péter Krájin von Sellsehan Werke geschaffen, die noch heute die Bewunderung von Fachleuten herausfordern. Die noch erhaltenen grossen Rosenberger Teiche, der um die Mitte des 14. Jahr-

hundreds erbaute Hirschberger Teich, der Jordanteich bei Tabor, dann die zahlreichen, jetzt aufgelassenen Teiche bei Pardubice und bei Wartenberg und Neuland wurden vom Berichtersteller studiert und liefern Zeugnis hiefür, dass leider viele wertvolle Kenntnisse aus der Staudambaukunst im Laufe der Jahrhunderte wieder vergessen wurden.

Im 20. Jahrhundert sind hauptsächlich für Hochwasserschutz zwecke in Böhmen und Mähren einige neue Staudämme errichtet worden.

In Böhmen die Staudämme an der weissen und an der schwarzen Desse, am Kreibitzbache, bei Hlinsko und bei Wartenberg, in Mähren bei Luhačovice und bei Plumlov.

1. DER STAUDAMM AN DER SCHWARZEN DESSE.

Dieses einer privaten Wassergenossenschaft gehörige Bauwerk wurde im Monate Juni 1912 begonnen und im Monate Oktober 1914 beendet. Genaue geologische Untersuchungen des Talsperrengeländes sind vor und während des Baues nicht ausgeführt worden, dergleichen wurden auch keine Bodenuntersuchungen und Eignungsprüfungen der Dammbaustoffe während des Baues vorgenommen.

Erst nach dem verhängnisvollen Damnbruche an der weissen Desse sind von den staatlichen Behörden genaue Ueberprüfungen aller Staudammbauten angeordnet worden. Der Damm ist (Fig. 1) 350 m lang, seine Abmessungen sind aus Fig. 2 zu ersehen.

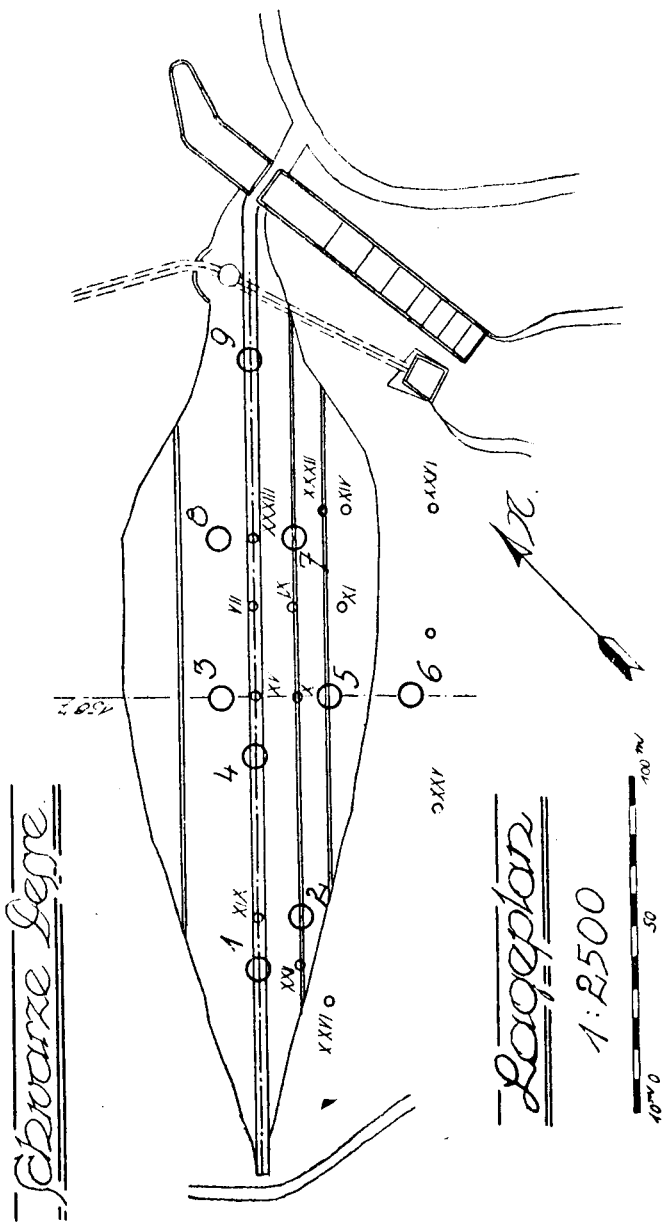
Nach den für den Bau massgebenden Bedingungen waren 40 cm hohe Lagenschüttungen für den Stütz- und Dichtungskörper vorgeschrieben, diese Schüttungslagen sollten durch Walzung auf 30 cm Höhe zusammengedrückt werden. Verwendet wurde eine von Pferden gezogene, 3000 kg schwere Walze.

Als Schüttungstoffe wurden für den Damm- und Dichtungskörper die auf dem Talboden und Talhängen auf primärer Lagerstätte vorfindlichen Verwitterungsprodukte (Detritus) des Felsenuntergrundes (Granitit) ohne besondere Sonderung und Beseitigung der groben Steinbrocken verwendet.

Nachstehend wird das Ergebnis einer der zahlreichen von Prof. Kopecký im Jahre 1925 ausgeführten Bodenanalysen mitgeteilt.

Die Bodenprobe wurde aus der Dichtungsschichte bei unverändertem Gefüge, wie es der Bauvorgang lieferte, entnommen.

Fig. 1.



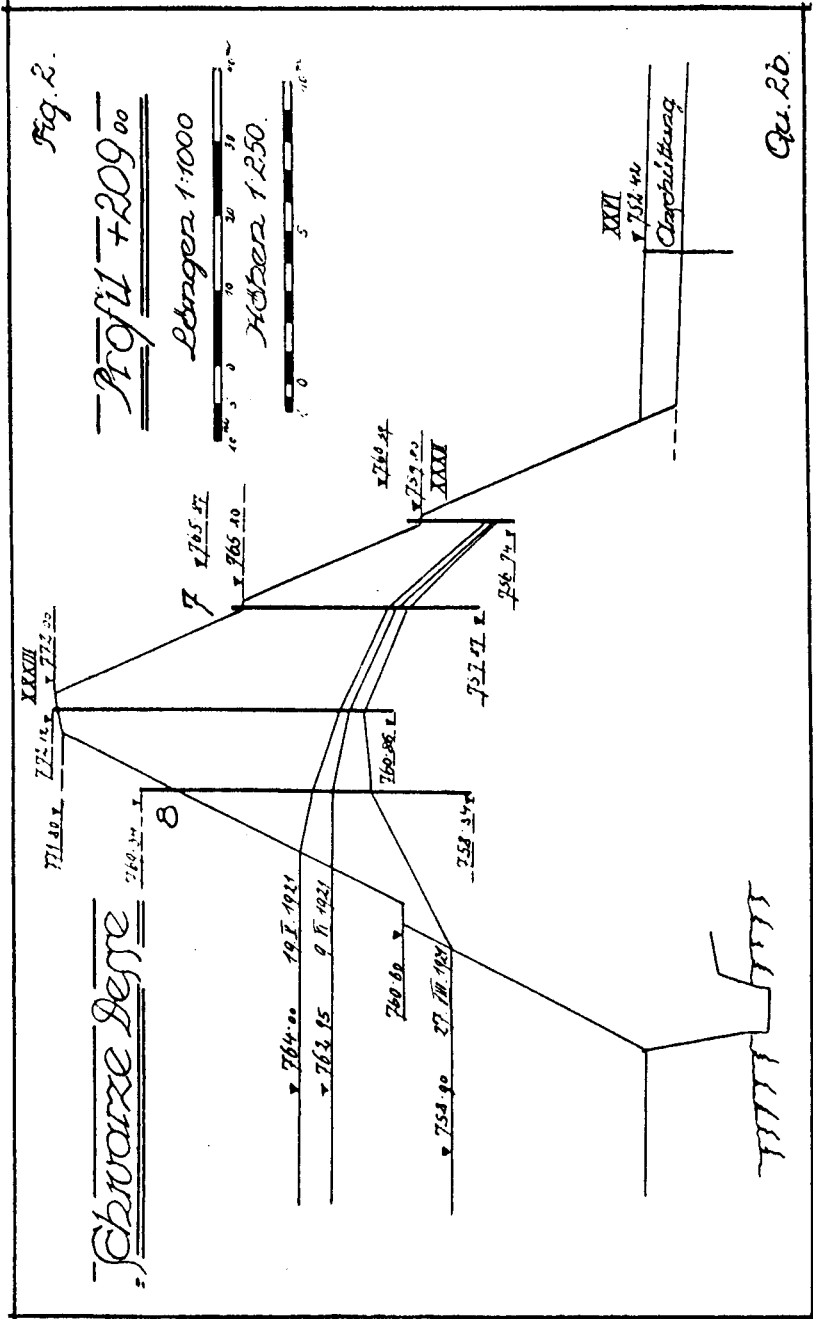
Gen. 26.

Bodengerüst (Bodenskelet) Körner über .. 2. mm	24.56 %
unter .. 0.1 — 2.0 mm ..	30.75 %
» .. 0.05 — 0.1 mm ..	3.15 %
» .. 0.01 — 0.05 mm ..	21.12 %
» .. 0.01 mm	20.42 %
Eigengewicht der Körner	S
2.668 g/cm ³	
Raumgewicht der Bodens	s
2.043 »	
Porenraum des Bodens (Porosität) P	23.42 %
Wasserkapazität	Wv.....
23.22 %	
Luftkapazität	L
0.20 %	
Relative Durchlässigkeit	Dw.....
45.13 cm ³ /24 h.	

Kopecký (vergl. Bericht zur Frage 2a, Punkt B) klassifiziert diesen Boden als sandig-schottrigen Lehm. Die Porenräume P und die Luftkapazität L sind verhältnismässig klein, woraus auf eine gute Verdichtung durch den Bauvorgang geschlossen werden könnte. Die relative Durchlässigkeit Dw spricht aber gegen diesen Schluss. In den Ausführungsplänen ist die Dichtungsschicht mit einer Dicke von 4.8 m im Dammfuss und 1.5 m in der Dammkrone eingezeichnet. Nach der Vollendung des Dammes wurde das Becken allmählich gefüllt und diente seinem Zwecke (Aufstau von Betriebswasser für mehrere kleine Wasserwerke) bis zum 20. September 1916, an welchem Tage es nach dem Dammbroche im Nachbarthale an der weissen Desse über behördlichen Auftrag entleert werden musste. Daran anschliessend wurde eine behördliche Untersuchung des Dammes und seine ständige Ueberwachung durchgeführt.

Nach den Bauausführungsplänen wurde die Dammgrundfläche auf 0.8 — 3.0 m Tiefe abgefragt. Der Untergrund war sandiger, mit Schotter durchmischter Boden. Die auf der Wasserseite gelegene Dichtungsschicht ist nach den Ausführungsplänen zum Teil in den Felsuntergrund eingebunden, zwischen den Dammquerschnitten 11 — 15, also auf eine Länge von 104 m wurde die Dichtungsschicht nicht in den Fels eingebunden, weil dieser erst in grosser Tiefe erreichbar war, sondern in lehmartige Schichten (Angaben aus dem Bautagebuch.) Die obere verwitterten Schichten des Granitfels sind, wie der Berichterstatter beobachten konnte, keineswegs wasserdicht.

Während des Baues zeigte sich bei der Dammgründung starker Wasserandrang, der nur durch kräftige Pumparbeit bewältigt werden konnte. Dies ist ein Beweis dafür, dass der Dammuntergrund wasserundlässig ist. (Bericht des Bauverwalters E. G. vom 28. IV. 1913.)



Auftretende stärkere Wasseraustritte (Quellen) wurden gefasst und tunlichst abgedichtet. Eine planmässige Entwässerung des Dammuntergrundes wurde nicht ausgeführt.

Die ausgeführten behördlichen Untersuchungen ergaben, dass das Gelände unterhalb des Dammes stark versumpft war. Diese vor Bestand der Talsperre nicht bemerkte Versumpfung wurde von der Wassergenossenschaft (Erbauerin der Talsperre) durch den Zudrang des von den Talhängen her zuziehenden Grundwassers erklärt.

Die Ansicht des Berichterstatters und auch anderer Fachleute, dass das Druckwasser seinen Weg unter dem Damme genommen und die Versumpfung des unterhalb gelegenen Talgeländes verursacht habe, wurde von der wegen des Dambruches an der weissen Desse in eine gerichtliche Untersuchung verwickelten Wassergenossenschaft nicht anerkannt. Bei der Dichtungsschicht bestätigten die behördlichen Untersuchungen im allgemeinen die Richtigkeit der in den Ausführungsplänen gemachten Angaben über die Gründungstiefen und den Charakter des Untergrundes.

Beobachtungseinrichtungen beim Damme an der schwarzen Desse.

Zwecks Erforschung des Dammuntergrundes, des Dammes und der Wasserbewegung wurden nach der erwähnten Dammkatastrophe ausgeführt:

- a) Schürfungen I, II, III, IV V, VI, XVII, XVIII. (Fig. I).
- b) Einschnitte XI, XIV.
- c) Bohrungen VIII, XVI.
- d) Beobachtungsrohre VII, XV, IX, X, XXXI, XXX, XXXIX, XXXIII, XX im Damme.
- f) Beobachtungsrohre XXIII, XXV, XXVI, XXVII, XXVIII, XXIX, XXXI unterhalb des Dammes.
- g) Im Monate Mai 1921 wurden vom Berichterstatter noch die gelochten Mannesmannrohre 1—9 eingerammt.
- h) Gelegentlich der in den Jahren 1925—27 erfolgten Dammverstärkungsarbeiten (Bericht zur Frage 2a, Punkt B) wurden die Mannesmannrohre VII, XIX, XV durch Rohre von grösserem Durchmesser ersetzt, die im unteren Teile 23 cm, im oberen 27cm Durchmesser haben.

Aus dem umfangreichen, über mehrere Jahre reichenden Beobachtungsstoff seien einige kennzeichnende Beispiele mitgeteilt:

Auf Fig. 2 sind in dem Dammquerschnitt 8, XXXIII, 7, XXXII, XXVI die in einem Zeitabschnitt des Jahres 1921 beobachteten gleichzeitigen Wasserstände im Staubecken und in den Standrohren eingetragen. Auf Grund der beobachteten Wasserstände folgte der Berichtersteller, dass die Durchnässung des Dammes vom Staubecken her erfolge. Dieser Schluss wurde von der Wassergenossenschaft und ihren Sachverständigen als Irrtum bezeichnet. Die verschiedenen Rohrwasserstände wurden als eine Folge von vorangegangenen Niederschlägen und Absickerungen entlang der Rohrwandungen erklärt.

Dieser Einwand ist aber nicht stichhältig.

Die Erscheinung, dass bei niedrigen Beckenwasserständen die Durchfeuchtung der Dammitte höher liegt als der Beckenspiegel ist einfach damit zu erklären, dass dann der Abfluss des in den Dammkörper zur Zeit höherer Beckenstände eingedrungenen Wassers langsam nach beiden Dammböschungen hin erfolgt. (Bericht zur Frage 2a, Punkt E).

• Bemerkenswert sind auch einige in Fig. 3 im Dammlängenschnitt eingetragene Beobachtungen.

Die tiefen Wasserstände in dem Rohre VII erklärt der Berichtersteller damit, dass dieses Rohr bis in den wasserdurchlässigen Untergrund reicht. Es bildet sich infolgedessen ein Absenkungstrichter aus, dieses Rohr entwässert nach unten.

Die Ansicht, dass der Dammkörper durch eingedrungenes Niederschlagswasser von oben her auf grössere Tiefen durchnässt werden kann, hält der Berichtersteller auf Grund seiner Beobachtungen am Dammkörper der weissen Desse (Bericht zur Frage 2a Punkt E) für unrichtig. Hingegen kann wohl zugegeben werden, dass in beschränkter Masse die Rohrwasserstände durch Wasserzudrang von der Talseite her, sowie durch Einsickerung unmittelbar neben den Rohrwänden, sofern diese an der Oberfläche schlecht abgedichtet sind, beeinflusst werden können.

Die nach durchgeführter Dammverstärkung gewonnenen Beobachtungen haben keine wesentlichen und neuen Ergebnisse geliefert.

Es ist bedauerlich, dass die vom Berichtersteller beantragten Beobachtungs- und Dammsicherungseinrichtungen nicht ausgeführt worden sind. Der Grundgedanke der geplanten Einrichtungen war, den ganzen Staudamm in zahlreiche kleine Kontrollbezirke abzugrenzen.

Hiedurch sollte erreicht werden:

a) Die Abfangung des etwa eingedrungenen Beckenwassers unmittelbar hinter der Dichtungsschichte und die Verhinderung der Durchnässung des ganzen Dammkörpers.

b) Die Lokalisierung irgendwelcher Wassereintritte und die leichte Behebung von sonst schwer auffindbaren Baumängeln.

Die üblichen Standrohrbeobachtungen und die Sickerwassermengenmessungen auf der Dammluftseite hält der Berichterstatter nach seinen Erfahrungen zur Erforschung der Vorgänge im Damm-innern nicht für geeignet.

Die Wasserbewegung durch einen Staudamm geschieht sehr langsam, die ursächlichen Zusammenhänge werden dadurch verwischt und zeitlich verschoben, Fehldeutungen der Erscheinungen sind daher leicht möglich. Beispielsweise konnte am Damme der schwarzen Desse beobachtet werden, dass die Sickerwassermengen auf der Luftseite noch steigende Tendenz zeigten, obwohl der Beckenspiegel im Absinken begriffen war, und umgekehrt. Für die Beurteilung der Staudicherheit eines verdächtigen Staudammes haben solche Sickerwasserbeobachtungen auf der Luftseite des Dammes einen sehr fragwürdigen Wert, diese Bemerkung gilt auch für beckenferne Standrohre.

2. DER STAUDAMM AN DER WEISSEN DESSE.

Dieser Staudamm wurde ungefähr gleichzeitig mit dem Staudamm an der schwarzen Desse begonnen und im November des Jahres 1914 beendet. Das Staubecken stand während seines nicht ganz zweijährigen Bestandes dauernd unter abwechselnd hohem Wasserdrucke im Betrieb. Die grösste Höhe des Dammes über der Talsohle war 15 m. Seine Krone liegt auf Seehöhe 820,50 m. Der Damm besass wasserseitig in der untern Hälfte eine Böschungsneigung von 1 : 2, in der oberen Hälfte eine Böschungsneigung von 1 : 1,5, die Luftseite erhielt eine Neigung von 1 : 1,5 und einen Rasenbelag, während die Wasserseite mit einem in ein Schotterbett verlegten Steinpflaster bekleidet wurde. Als Dammbaustoff wurde ebenso wie an der schwarzen Desse der Detritus des dortigen Granitgebirges verwendet.

Die Dammschüttung war nach den Baubedingnissen in 40 cm hohen Lagen aufzubringen, die durch eine Benzinmotorwalze auf 30 cm Höhe zusammengepresst werden sollten. Ausserdem war, wie

bei der schwarzen Desse, noch eine besondere, wasserseitig herzustellende Dichtungsschichte aus fetterem Schüttungsmaterial vorgeschrieben, die bis in den wasserundurchlässigen Untergrund eingebunden werden sollte.

Durch den Damm lief im Talwege ein Durchlass aus Stampfbeton zwecks Aufnahme des eisernen Grundablassrohres. Der Grundablass hat luftseitig eine Schieberkammer und auf der Wasserseite einen zweiten Schieber, der von einem auf dem Betonstollen noch im Damme aufgebauten Schieberform bedient werden konnte. Der Grundablass wurde in seiner ganzen Länge auf einen Pfahlrost gegründet. Die Pfähle wurden in den ungleichartigen, von grösseren Steinen durchsetzten Untergrund bis zum Stillstand eingetrieben. Als die Dammschüttung um ein geringes Mass über die Höhe der obersten Laibungslinie des Durchlasses gediehen war, wurden bereits im Juli 1914 einige durchgehende Quersprünge im Durchlass bemerkt, also, dies sei ausdrücklich bemerkt, eine geraume Zeit vor Fertigstellung der ganzen Dammschüttung. Diese den Durchlass durchquerenden Sprünge sind nach Ansicht des Berichterstatters auf ein Zusammenpressen der wagrechten, auf den Rammpfählen nie genau aufsitzenden Rosthölzer zurückzuführen.

Für diese Meinung spricht der Umstand, dass diese Sprünge vor Aufbringung der ganzen Dammlast und vor Indienststellung des Staubeckens auftraten, ferner dass sie späterhin sich nicht erweiterten.

Von der Mehrzahl der Fachleute wird die Ursache des Dammbrechens in dem Vorhandensein des auf dem Pfahlrost gegründeten Durchlasses gesucht. Dieser soll sich unter der Dammauflast sozusagen plötzlich gesenkt haben, wodurch die Ausbildung von Wasseradern entlang des Durchlasses ermöglicht wurde. Der Berichtersteller teilt diese Ansicht nicht.

Am 24. April 1915 erfolgte nach einem 2 Tage anhaltenden Regen bei einer Füllung des Staubeckens bis zur S. II. 817,70 m d. i. bei einer Wassersäulenhöhe von 11,20 m im Becken eine etwa 4,2 m tiefe Abrutschung der luftseitigen Dammböschung rechts- und linksseitig vom Schieberhaus in einer Gesamtlänge von rund 50 m. Länge. Aus der Rutschfläche sickerte an drei Stellen auf der Höhe von 815,00 d. i. 3,50 m über der Schieberhausdecke Wasser aus, es wurde auch Schüttungsmateriel vom Wasser abgespült. Diese Rutschung wurde durch ungenügende Verdichtung der ungewalzten Randteile des Dammes durch Stampfen und Aufbringung von Humuserde auf die lockere Dammschüttung erklärt. Die zu Tage ge-

tretenen Sickerungen wurden als eingesickerles Regenwasser, herführend aus der durchweichten Humusschichte erklärt.

Am 14. August 1915 erfolgte an der gleichen Stelle bei einer Stauhöhe von 9,0 m über dem Talboden eine zweite Abrutschung in ungefähr gleicher Längsausdehnung, auch diese Rutschung wurde auf eingedrungenes Regenwasser zurückgeführt.

Da sich wieder Sickerungen zeigten, wurden die Sickerstellen durch Sickerrippen aus Steinschichtungen, wie dies bei Eisenbahndämmen üblich ist, gefasst.

Bereits bei dem niedrigen Beckenstau von etwa 4,50 m Wassersäule wurde im September 1914 ein Wasseraustritt aus den früher erwähnten Rissen im Durchlasse beobachtet.

Bei einem höheren Beckenstau von rund 8 m Wassersäule wurde festgestellt, dass das aus den Durchlassrissen in den Stollen spritzende Wasser (beiläufig 3 Liter in der Sekunde) klar war und dass die Sickermenge nicht proportional mit der Stauhöhe wachse.

Es wurde angenommen, dass diese Sickerungen nicht im Zusammenhange mit einer Dammgefährdung stünden und dass sich « Risse im Durchlasse mit der Zeit auf natürliche Weise verschleimmen würden ». (Wörtlich zitiert aus einem Berichte des Bauverwalters).

Die in den Stollen spritzenden Sickerwässer wurden auf Wasseraustrang vom Untergrund her entlang des Pfahlrostes zurückgeführt.

Am 18. September 1916 bemerkte der beim Damme beschäftigte Talsperrenwärter bei einem Beckenstau von 817,75 m S. H., d. i. bei einer Wassersäule von 11,20 m über dem Talboden, dass ein dünner, früher Wasserstrahl ungefähr 5 m seitlich von der Durchlassachse in einer Höhe von etwa 5,2 m über Talboden aus der Dammböschung sprudelte. Der Durchmesser des Strahles wurde rasch stärker und in weniger als einer Stunde vollzog sich der vollständige Durchbruch des Dammes.

Der damals ungefähr 250,000 m³ betragende Beckeninhalte stürzte in das 250 m tiefer liegende Dessendorf.

Ueber dem Dammdurchbruch blieb ein geschlossener Erdbogen als Gewölbe noch einige Zeit stehen und brach erst zusammen, als das Becken schon entleert war. Die auf der Seite der Durchbruchöffnung liegende Flügelmauer des luftseitigen Schieberhauses wurde 100 m weit von den Wasserfluten talabwärts geführt. Ansonsten sind am Durchlassbauwerk keine anderen Schäden, nicht einmal neue Sprünge entstanden.

In dem langjährigen, gerichtlichen Verfahren wurden von der angeklagten Wassergenossenschaft eine Reihe von Erklärungen für den Dammbbruch vorgebracht, — sogar tektonische Vorgänge die Kilometer tief unter der Erdoberfläche stattgefunden hätten, — wurden in Betracht gezogen.

Der Berichtsteller ist der Meinung, dass lediglich die Durchnässung des Dammes von der Beckenseite her entlang der gewalzten Schichten die Ursache der Dammerstörung war. Der schwache Dammquerschnitt und die ungenügende Dichtungsschichte ermöglichten die gefährliche von der Wasserseite her fortschreitende Durchnässung und Erweichung des Dammkörpers. Der im Bericht zur Frage 2a, Pkt. E erläuterte Versuch und der Verlauf des Dammdurchbruches selbst, sowie die vorangegangenen Anzeichen stützen diese Ansicht.

Die warnenden Anzeichen während des zweijährigen Bestandes des Dammes, die Böschungsabrutschungen und Wasserausstritte sind leider nicht richtig gedeutet worden, sonst hätte das Unglück vermieden werden können.

Nachstehend seien noch 3 der Prof. Kopecký ausgeführten Bodenanalysen des Dammes an der weissen Desse angeführt.

Die Proben I und II wurden der Dichtungsschichte des geborstenen Dammes, die Probe IV dem Dammkörper entnommen.

	S	s	P	Dw
I	2,642	.. 1,717	.. 35,01 %	5500 cm ³ /24h
II	2,646	.. 1,802	.. 31,89 %	13 cm ³ /24h
IV	2,646	.. 1,706	.. 33,18 %	15500 cm ³ /24h

Die Dichtungsschichte weist nahezu die gleiche Zusammensetzung wie der übrige Dammkörper auf.

Die relative Durchlässigkeit Dw ist bei den hinsichtlich ihres Aufbaues nahezu gleichartigen Schüttungstoffen ausserordentlich verschieden. Hieraus muss geschlossen werden, dass die Wasserdurchlässigkeit der Dichtungsschichte, ferner die durch die Walzung des abgegrabenen und ohne Sonderung im Dammquerschnitt wieder angeschütteten Bodens sehr ungleichmässig und unzureichend war.

3. DER STAUDAMM AN DEM KREIBITZBACHE.

Dieser Staudamm wurde im Jahre 1924 beendet. Er ist auf Sandstein sorgfältig gegründet, besitzt auf der Wasserseite eine

Schildmauer (mur de garde) bestehend aus einer doppelten Betonmauer mit einer Zwischenfüllung aus eingestampften Lehm.

Die Höhe des Dammes beträgt 25.04 m über Gründungssohle, die Dammböschungen sind luft-und-wasserseitig im untern Teile 1 : 1.75, im obern Teile 1 : 1.5 geneigt. Die Dammkrone ist 6.3 m breit.

Nach dem Dessedammbruch wurde auch dieser Staudamm untersucht und verstärkt.

Der Damm besitzt eine wasserseitige Dichtungsschichte aus schwerem, bindigem Boden.

Prof. Kopecký hat eine Reihe von Bodenanalysen durchgeführt, hiervon werden 3 Beispiele angeführt:

Probe III, der Dichtungsschichte bei unverändertem Gefüge entnommen.

Bodengerüst	Körner über .. 2. mm	0,00 %
	Körner unter .. 2,0 — 0,1 mm .	6,10 %
	» .. 0,1 — 0,05 mm .	20,12 %
	» .. 0,05 — 0,01 mm	23,78 %
	» .. 0,01 mm	50,00 %
Eigengewicht der Körner	S	2,621 g/cm ³
Raumgewicht der Körner	s	1,682 g/cm ³
Porenraum	P	35,84 %
Abs. Wasserkapazität	Wv.....	33,57 %
Luftkapazität	L	2,24 %
Relative Durchlässigkeit	Dw.....	1,5 — 3,0 cm ² /24 h.

Werden die Masszahlen Dw der Staudämme der schwarzen Desse, der weissen Desse und am Kreibitzbach untereinander verglichen, so ist die Durchlässigkeit dieses Dammes als sehr klein und günstig zu bezeichnen.

(Nach Kopecký « fetter, bindiger Letten »).

Probe IV. Dammkörper.

Bodengerüst	Körner über .. 2. mm	3.00 %
	Körner unter .. 2.0 — 0.1 mm ..	42.10 %
	» .. 0.1 — 0.05 mm .	18.45 %
	» .. 0,05 — 0.01 mm.	15.44 %
	» .. 0.01 mm	23.92 %

Probe VII. Dammkörper.

Bodengerüst	Körner über .. 2. mm	3.00 %
	Körner unter .. 2.0—0.1 mm ..	56.70 %
	» .. 0.1—0.05 mm .	19.02 %
	» .. 0,05—0.01 mm.	15.24 %
	» .. 0.01 mm	14.04 %

Kopecký bezeichnet diesen Boden als tonig — lehmigen Sand. Seit dem Jahre 1926 werden in 3 Dammsquerschnitten mit Hilfe der Standrohrreihen a, b, c, bei gleichzeitiger Beobachtung der Beckenwasserstände und der Niederschläge Beobachtungen gemacht.

An dieser Einrichtung ist zu bemängeln, dass die Standrohre, ebenso wie im Damme an der schwarzen Desso viel zu weit vom Becken entfernt sind.

Die Begründung dieser Bemängelung sei mit einigen, aus der Fülle des Beobachtungstoffes herausgegriffenen Beispielen belegt.

A.

Zeit	Tage	Becken- spie- gel See- höhe	Spie- gel- gang m	Rohrbeobachtungen					
				Rohr a		Rohr b		Rohr c	
				Stand	Gang	Stand	Gang	Sand	Gang
14.I. 1927		432.45		423.90		423.45		424.50	
28.II. 1927	45	427.25	— 5.20	423.95	+ 0.05	423.45	—	424.50	—
17.IV. 1927	48	432.15	+ 4.90	423.85	— 0.10	423.40	— 0.05	424.70	+ 0.20
6.I. 1928	264	424.25	— 7.90	424.30	+ 0.45	422.90	— 0.50	425.20	+ 0.50

Die in diesem zusammenhängenden Zeitabschnitt angeführten Beckenspiegelstände sind Grenzwerte.

Dauer 357 Tage.

B.

1.I. 1929		425.90		423.75		423.75		425.00	
16.III. 1929	75	420.60	— 5.30	423.55	— 0.20	421.95	— 1.50	424.90	— 0.10
23.IV 1929	38	428.90	+ 8.30	423.80	+ 0.25	522.45	+ 0.50	424.95	+ 0.05
26.X. 1929	186	420.10	— 8.80	424.00	+ 0.20	424.00	+ 1.55	424.95	—

Fig. 4.

Kreibitzperre.

Querschnitt.

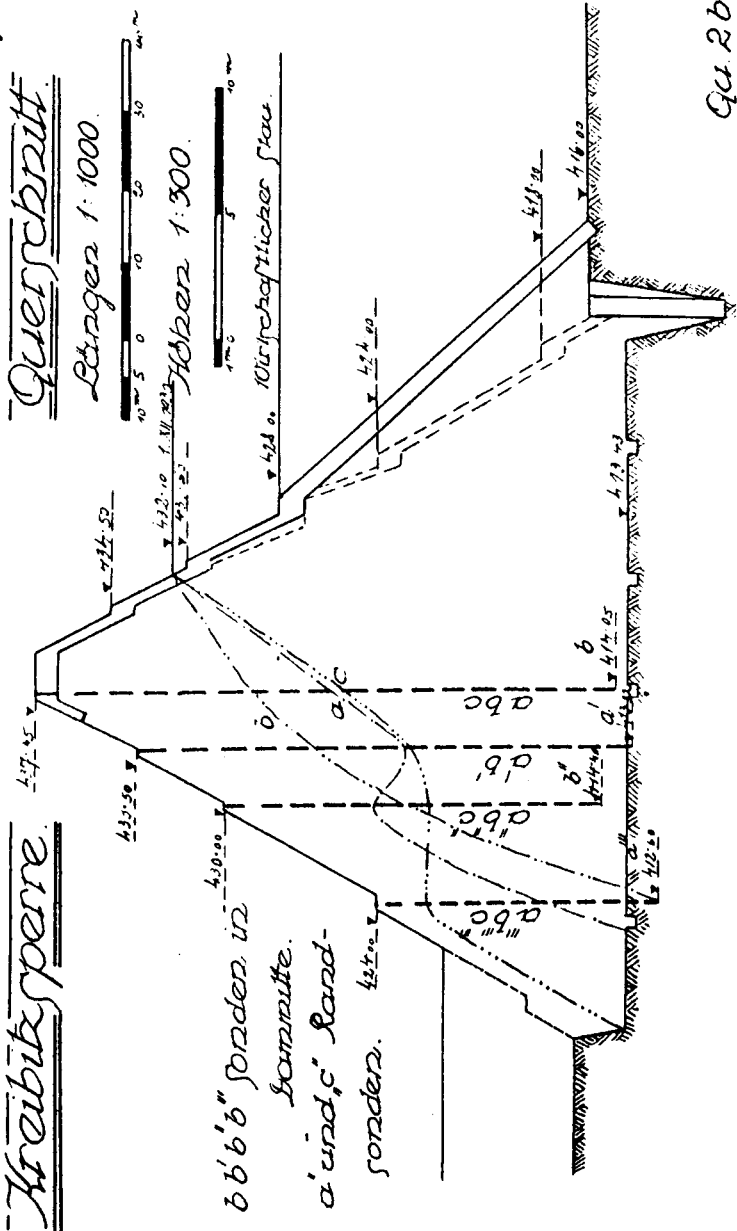
Längen 1:1000.



Höhen 1:300.



Wärtschaflicher Stau.



6'6'6" Sonden in
Sommitte.

a' und c' Rand-
sonden.

Qu. 2b.

Dauer des zusammenhängenden Zeitabschnittes 200 Tage. Die Beckenspiegelstände sind Grenzwerte.

Bei Ueberprüfung der hier gegebenen Stichproben, mehr noch bei Ueberprüfung des ganzen umfangreichen Beobachtungsstoffes, fällt auf, dass beispielweise am Ende eines Zeitabschnittes mit steigendem Beckenspiegel einige Rohrspiegel gesunken sind, umgekehrt wieder, dass am Ende eines länger währenden Zeitabschnittes mit stark gesunkenem Beckenspiegel, einzelne Rohrwasserstände zugenommen haben. Es ist zunächst ohneweiters klar, dass eine Aenderung des Beckenspiegels nicht sofort eine gleichsinnige Aenderung der Rohrwasserstände hervorrufen kann.

Selbst bei starker Durchlässigkeit des Dammkörpers wäre eine gewisse Zeitdauer notwendig, damit das Wasser vom Becken her seinen Weg bis zu den Standrohren zurücklegen kann. Diese Zeit ist abhängig von der Weglänge und der Dammverdichtung.

In der Zeit vom 14. I. 1927 bis 28. II. 1927, das sind 45 Tage ist der Beckenspiegel um 5.20 m gesunken, trotzdem zeigen die Rohre a, b, c, (Fig. 4) keine Senkungen, im Falle a sogar eine Hebung der Wasserstände. In der Zeit vom 28. II. bis 17. IV. 1927, das sind 48 Tage, ist der Beckenspiegel um 4.9 m gestiegen. Der Rohrwasserstand in a ist trotzdem noch um 0.1 m, in b um 0.05 m gefallen.

In der Zeit vom 17. IV. 1927 bis 6. I. 1928, also in dem sehr langen Zeitabschnitte von 264 Tagen ist der Beckenspiegel um 7.0 m gefallen. Der Wasserstand im Rohr a ist trotzdem um 0.45 m, im Rohr c um 0.5 m gestiegen und nur im Rohr b um 0.5 m gefallen. Ähnliche Widersprüche zeigt auch die Uebersicht B.

In dem 48 tägigen Zeitabschnitt (28. II. — 17. IV. 1927) war die wagrechte Entfernung der Rohre a, b, c, zu Beginn der Beckenspiegelhebung (28. II. 1927) 27 m vom Beckenspiegelrand, bei erreichtem höchsten Beckenspiegel (17. IV. 1927) war diese wagrechte Entfernung 15.5 m.

Die mittlere Entfernung (Weglänge) $\frac{27.0 + 15.5}{2}$ 21.25 m.

Wenn also eine Beeinflussung der Rohrwasserstände vom Becken her hätte stattfinden sollen, wäre eine durchschnittliche Wassergeschwindigkeit im Dammkörper von $\frac{21250 \text{ mm}}{45 \text{ Tage}}$.. 470 mm/Tag erforderlich gewesen,

Prof. Kopecký hat die « relative Durchlässigkeit » D_w mit $3 \text{ cm}^2/\text{Tag}$ für die Dichtungsschichte dieser Talsperre ermittelt.

Das entspricht einer Wassergeschwindigkeit von $3 \text{ mm}/\text{Tag}$. Das Druckwasser hätte sich daher mit einer ungefähr 160 fach grösseren Geschwindigkeit im Dammkörper bewegen müssen. Das ist unwahrscheinlich und wäre wohl auch ein schlechtes Zeugnis für seine Verdichtung. (Vergleiche Bericht zur Frage 2a, Pkt. E).

Daher leuchtet ein, dass schon wegen der kleinen, in einem Dammkörper auftretenden Wassergeschwindigkeiten der Zusammenhang zwischen den Spiegelständen im Becken und in den Standrohren nicht nachweisbar ist; Dies wäre nur einwandfrei möglich, wenn der Beckenspiegel durch sehr lange Zeit auf der gleichen Höhe gehalten würde.

Die Bewirtschaftung eines Staubeckens verursacht im Zusammenhang mit den Niederschlägen beträchtliche Schwankungen der Beckenwasserstände innerhalb von kurzen Zeiträumen; diese verhindern das Erkennen einer Beeinflussung der Standrohrespiegel durch den Beckenstand, dies umso mehr, je weiter die Standröhre von der Beckenseite entfernt sind.

Hieraus folgt der Schluss, dass *beckenferne Standröhre* für die Erforschung der Wasserbewegung in einem Dammkörper und der gesetzmässigen Zusammenhänge mit der Spiegelbewegung im Becken *ganz ungeeignet sind*.

Die Standröhre zeigen nur die Durchnässung des Dammes an, keineswegs aber die Ursachen und die zeitlichen Zusammenhänge.

Auch am Staudamme der schwarzen Desse liegen dieselben Verhältnisse vor und haben Anlass zu Missdeutungen gegeben.

Auch dort sind die verhältnismässig kurzen Zeitabschnitte zwischen hohen und tiefen Beckenständen ganz ungenügend gewesen, um die Zusammenhänge zwischen Becken- und Rohrwasserständen aufzudecken. Infolgedessen wurden verschiedene, zum Teil weit hergeholt und gekünstelte Erklärungen für die scheinbar rätselhaften Rohrwasserstände vorgebracht.

Auf dem Damme an der weissen Desse haben sich die ersten, leider missdeuteten Durchsickerungen (Böschungsrutschungen) am 24. April 1915, das sind 5 Monate nach der im November 1914 erfolgten Füllung des Beckens gezeigt. Die Wasserweglänge betrug etwa 40 m, die Wassergeschwindigkeit im Dammkörper kann demnach mit $266 \text{ mm}/\text{Tag}$ veranschlagt werden.

In der Zeit vom November 1914 bis zum verhängnisvollen

18. September 1916 war die Durchweichung des Dammkörpers dann soweit vorgeschritten, dass ein dünner, trüber Wasserstrahl aus der Dammböschung sprudelte, worauf der Dammdurchbruch erfolgte.

Die Rohrwasserstände, namentlich in den beckenfernen Rohren zeigen bei der Kreibitzsperrre nur sehr kleine Schwankungen. Seit dem Jahre 1930 zeigte das Rohr b Änderungen in den Wasserständen, die vermuten liessen, dass entlang der auf der Dammkrone schlecht abgedichteten Rohrumfangsfläche Regenwasser einsickerle.

Es wurde daher eine bessere Abdichtung ausgeführt, über den Erfolg dieser Massnahme stehen dem Berichtersteller noch keine Beobachtungen zur Verfügung.

4. DER STAUDAMM DES HIRSCHBERGER GROSSTEICHES.

Dieses Bauwerk wurde im 14. Jahrhundert errichtet. Der Damm ist in der Krone 6 m breit, in der Höhe des nur wenig schwankenden Teichspiegels beträgt seine Breite 30 m, in der Höhe des Talbodens 80 m. Der Damm ist aus feinkörnigem Sand von sehr gleichförmiger Korngrösse geschüttelt. Dieser Sand ist das Verwitterungsprodukt des fast kalkfreien, leicht verwitternden Sandsteines der Iserstufe, (Turon, Kreideformation). Trotz der langen Bestandsdauer dieses Dammes ist die bei andern alten Staudämmen zuweilen eingetretene Selbstdichtung nicht wirksam geworden. Auf der Seehöhe von 257.3—257.5 sind auf der Dammluftseite, bei der fast immer vorhandenen Teichspiegelhöhe von 260.00 m S. H. deutliche Wasseraustritte zu bemerken.

Im Sommer sind sie für den oberflächlichen Beobachter durch üppiges Wachstum eines Schilfgrases erkennbar.

Die Gesamtmenge der Durchsickerungen wurde am 1. IX. 1932 von dem Assistenten des Berichterstatters mit 0.9 bis 1.0 Lit/sec. gemessen

Der Teich dient der Fischzucht und wird regelmässig nach je 3 Jahren im Herbst entleert und abgefischt, darnach allmählich angestaut. Nach den wasserrechtlichen Vorschriften muss das Becken bis zum 30. Juni des der Abfischung folgenden Jahres bis zu einer Höhe von 0.95 unter dem erlaubten Höchststau gefüllt werden.

Während der Teichspiegelsenkung gehen die Sickerungen zurück und verschwinden schliesslich vollständig. Dieser Umstand und der wagrechte Verlauf der Wasseraustritte auf der Dammböschung

sind nach Ansicht des Berichterstatters ein genügender Beweis dafür, dass das Sickerwasser aus dem Teichbecken kommt, also den Damm durchquert. Diese Sickerungen sind, wie die vielhundertjährigen Erfahrungen lehren, ganz unbedenklich; ähnliche Erscheinungen hat der Berichterstatter auch bei andern allen, aus feinkörnigem Sande geschütteten Dämmen beobachtet.

In dem vorliegenden Falle ist der Druckverlust	2.5	m.
die wagrecht gemessene Weglänge ist	36.0	m,
das relative Gefälle der Drucklinie	0.069	%.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beobachter gelangt auf Grund der gegebenen und einer Reihe von andern, hier nicht mitgeteilten Beobachtungen zu folgenden Schlüssen:

1. — Die Gesetze, die für die Quersickerung des Wassers durch einen Staudamm gelten, unterscheiden sich nicht von den physikalischen Gesetzen, nach denen sich die Grundwasserbewegung vollzieht. In der Regel sind die an einem Staudamm aus Erde gemachten Beobachtungen infolge verschiedener Einflüsse, wie z. B. der Verteilung der Niederschläge, der Stauspiegelschwankungen, der ungleichmässigen Setzung und Verdichtung des Dammkörpers durch den Arbeitsvorgang, endlich der mehr oder weniger guten Wirkung einer besonderen Dichtungsschichte nicht ohneweiters, zuweilen sogar schwierig zu deuten.

Mit den gewöhnliche üblichen Standrohren und den Sickerwassermengenummessungen auf der Dammluftseite wird die wünschenswerte Erweiterung der Kenntnisse über die Vorgänge im Innern eines Staudammes kaum erzielt werden können.

Dies ist nur möglich mit Hilfe von Einrichtungen, die die einwandfreie Erfassung der Ursachen der Dammdurchnässung in allen Dammteilen, insbesondere den beekennahen Dammteilen gestatten.

2. — In einem Staudamm mit schichtigem Gefüge, wie es durch die übliche Lagenschüttung und Walzung entsteht, erfolgt die Quersickerung, sofern nicht eine besondere und gute Dichtungsschichte vorhanden ist, innerhalb der einzelnen gewalzten Lagen, gewissermassen in von einander durch die Walzhaut getrennten Wasserstockwerken. (Bericht zur Frage 2a, Pkt. E, Untersuchungen am geborstenen Damm der weissen Desse.)

3. — Die Dammunterströmung ist noch weniger erforscht als die Quersickerung. Die dem Berichtersteller bekannten, spärlichen Beobachtungen reichen nicht für die Feststellung einer Gesetzmässigkeit. Wenn der Damm, oder seine Dichtungsschichte (Herdmauer) nicht sorgfältig in den undurchlässigen Untergrund eingebunden wird, ist wohl immer mit einer Dammunterströmung zu rechnen.

SUMMARY

The observations and researches concerning dam embankments N°. 1—4 are reported by the author. Three of these embankments have been built during the second decade of this century; one of them burst in the year 1916, nearly 2 years after its final construction.

The dam N°. 4 having been erected in 14 th century is still in service.

The analyses of soil and the arrangements for observation in dam N°. 1 are explained. The preceding symptoms of the break and the final catastrophe are described with reference to the report belonging to question N°. 2a.

The results of the soil analyses (soil samples taken from dam N° 3 without disturbing the structure of the material) are discussed, further the researches concerning the percolation of the water, made by observation wells.

Finally, dam N°. 4, is described, which, being built 600 years ago, is still in use. There are given some observations acquired in this embankment.

The author's conclusions are the following:

1. — The laws of the transverse infiltration in earthen dams do not differ from those physical laws concerning the subsoil-flow. The researches acquired by observation wells generally used and the gauging of percolation on the downstreamside, are not apt to enlarge the desirable knowledge about the changes within the dam-embankment.

That is only possible by arrangements enabling doubtless perception of the cause of the percolation in all parts of the dam.

2. — In a dam embankment with strata-structure produced by spreading the material in layers and subsequent rolling, the percolation will take place within the waterbearing stratas, separated from each other by the compressed surface.

3. — The sub-soil percolation is even less investigated than the transverse infiltration in the embankment. To avoid the flowing of the water beneath the dam, it is of greatest importance to excavate the the puddle-trench in the water-tight underground.

RESUME

Le rapport communique les observations et les recherches de l'auteur concernant les digues en terre N° 1—4.

Trois de ces barrages ont été bâtis de 1912 à 1924 : l'un s'est rompu en 1916 à peu près deux années après son achèvement; la digue N° 4, encore en pleine exploitation, a été construite au 14^e siècle.

Les analyses de terre et les moyens d'observation appliqués à la digue N° 1 sont expliqués. Le rapport concernant la question 2a décrit la marche de la rupture de la digue no. 2.

Le rapport discute les résultats des analyses des matériaux terreux prélevés sur la digue N° 2, de manière à ne pas changer la structure du remblai, ainsi que les études de l'infiltration à travers cette digue, qui ont été faites à l'aide des tuyaux d'observation.

Le rapporteur termine en expliquant la structure d'une digue, exploitée depuis plus de 600 ans, et en communiquant quelques expériences, qu'il y a recueillies. Il tire les conclusions suivantes:

1. — Les lois régissant l'infiltration de l'eau à travers les digues ne diffèrent point des lois applicables à l'écoulement à travers des terrains perméables. Les tuyaux d'observation généralement employés, les jaugeages d'infiltration à la face aval de la digue ne permettent pas d'élargir les connaissances désirables sur ce qui se passe à l'intérieur de la digue. Cela n'est possible qu'à l'aide de dispositions, permettant de reconnaître parfaitement l'origine et les causes de l'infiltration dans toutes les sections de la digue.

2. — Dans une digue en terre régagée par couches, et corroyée à l'aide des rouleaux mécaniques, il y a toujours une structure stratifiée. En raison de la compression inégale des diverses couches, il se produit toujours entre elles des infiltrations, il se forme pour ainsi dire des étages d'eau.

3. — L'infiltration à travers le sol sous-jacent a fait encore moins l'objet de recherches que celle à travers la digue. Si un barrage en terre ou son mur de garde ne sont pas soigneusement enracinés dans le sol impénétrable, il faut toujours compter avec l'infiltration à travers le sol sous-jacent.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 35

Etude des lois physiques commandant l'infiltration de l'eau à travers le barrage et le sol sous-jacent.

Antonin SMRČEK, Professeur, Ingénieur.

Au laboratoire des constructions hydrauliques auprès de la Haute Ecole Technique Tchèque à Brno, *on fait, depuis 1917, des essais systématiques comparatifs sur la façon dont se comportent des digues en terre remblayées, exposées à l'action d'une quantité variable d'eau accumulée par elle, vis-à-vis de la pénétration de l'eau capillaire, d'infiltration dans le corps de la digue, du commencement et du progrès de leurs destruction, etc.*

Les essais ont lieu dans le canal hydraulique du laboratoire, long 15,7 m, large 1,0 m et haut 1,05 m, muni de deux côtés et sur toute la hauteur, de glaces en verre poli pour pouvoir observer directement les phénomènes se déroulant à l'intérieur de la digue ; pour le même effet, il y a à l'intérieur du corps de la digue, des tubes piézométriques. Au fond du canal, il y a, à beaucoup d'endroits, des orifices à fermeture étanche qui permettent de mesurer directement la quantité d'eau infiltrée par le corps de la digue qui est ramassée dans des vases placés sous ces orifices et mesurée de temps en temps. Même la quantité d'eau, amenée dans l'espace devant la digue, est exactement mesurée.

Le parcours des essais et de toutes les mesures est soigneuse-

ment enregistré, les courbes, visibles par le verre, d'eau d'infiltration ou de suintement sont portées sur ces verres et reportées, à l'échelle réduite, sur des dessins, de même que les résultats des mesures de la hauteur d'eau dans les tubes piézométriques, dont on établit des diagrammes. De même, la quantité variable d'eau s'infiltrant par le corps de la digue est portée sur des diagrammes, en rapport avec la hauteur d'eau, retenue par le barrage. Une détérioration éventuelle du barrage est enregistrée au moyen de la photographie.

Le matériau authentique ainsi obtenu peut être appliqué dans le calcul des courbes d'infiltration des barrages faits du même matériau, mais il faut effectuer encore beaucoup de mesures directes pour que l'emploi d'une des formules connues dans le cas d'une constitution différente du matériau du barrage, se fasse en accord avec la réalité.

Dans ce qui suit nous avons choisi quelques cas extrêmes de nos essais.

A. -- BARRAGES REMBLAYÉS SANS DIAPHRAGME SUR LA PAROI AMONT'

A. — 1) *Barrage en terre, en matière d'argile et de sable fin* (Fig. 1a, b, c, d.)

L'analyse mécanique et pédologique de cette matière montre la composition suivante :

Particules fines entraînaibles, grains de diamètre inférieur à 0,01 mm	6,4 %
Poussière argileuse, grains de 0,01 à 0,05 mm	4,9 %
Poussière de sable, grains de 0,05 à 0,10 mm	3,1 %
Grains de sable de grandeur de 0,10 à 2,0 mm	85,6 %
	<hr/>
	100. %

Après le passage de l'eau, la teneur en pores de cette matière complètement sèche était de 41,8 %. Le barrage a été remblayé en cette matière très uniforme, en couches horizontales d'une épaisseur égale à 10 cm. Chaque couche a été bien pilonnée, piétinée par les ouvriers nu-pieds et son profil un peu agrandi pour qu'il puisse être accommodé, ultérieurement aux dimensions exactes du barrage. La matière a été naturellement humide, de sorte que les différentes parties s'unissaient bien en un tout d'aspect homogène. Après la construction du barrage, on a attendu encore 15 jours avant d'y

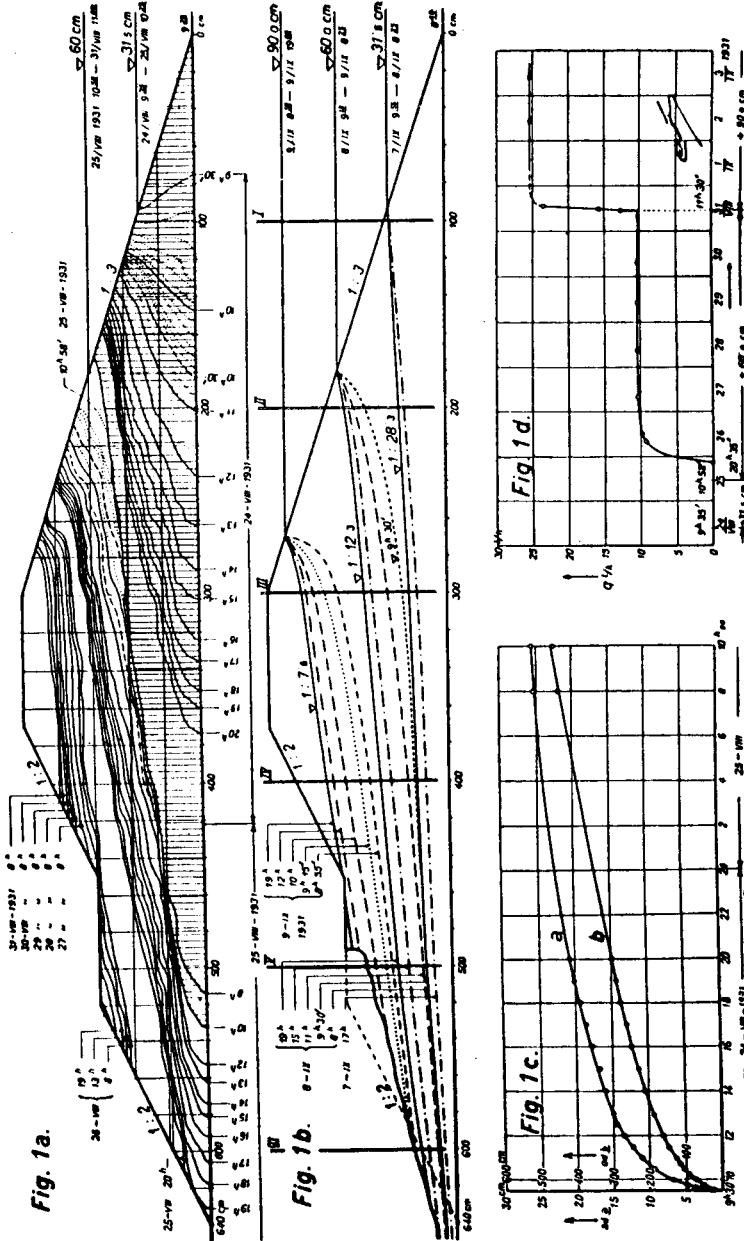


Fig. 1 a: Variation des courbes de l'eau capillaire traversant le corps du barrage, la surpression étant de 31,5 et 60,0 cm, en fonction du temps.

Fig. 1 b: Variation des courbes de l'eau s'infiltrant au corps du barrage, constatée par des tuyaux piézométriques I à VI, la surpression d'eau étant de 31,5, et 60,0 et 90,0 cm, en fonction du temps.

Fig. 1 c: Etats de l'eau capillaire traversant le corps du barrage a/ dans le sens vertical, b/ dans le sens horizontal, en fonction du temps.

Fig. 1 d: Quantité d'eau s'infiltrant au corps du barrage de longueur égale à 1 m, la surpression étant de 60,0 et 90,0 cm en fonction du temps.

Barrage en sable argileux, très fin.

faire entrer l'eau pour que le corps du barrage fût consolidé aussi uniformément que possible, même en ce qui concerne l'humidité intérieure naturelle.

Sur la figure 1a on voit, telle qu'elle se manifestait sur la glace, la marche de l'infiltration à travers le corps du barrage, lorsque le niveau d'eau a été élevé à 31,5 cm, puis à 60 cm au-dessus du fond du canal en béton. La marche a été enregistrée par les dessins graphiques et les photographies. Au début, lorsque l'infiltration a encore été rapide, les mesures ont été faites toutes les cinq minutes, puis en intervalles d'une heure. Quelques-unes de ces courbes sont représentées sur la figure 1a en fonction du temps. Leur tendance générale correspond assez approximativement aux courbes d'eau d'infiltration indiquées pour les différents niveaux d'eau : 31,5 cm, 60,0 cm, 90 cm sur la fig. 1b.

La courbe a sur la fig. 1c montre le décroissement progressif, avec le temps, de la vitesse de capillarité d'eau dans le *sens vertical*, pour la hauteur du niveau d'eau égale à 31,5 cm. La courbe b représentée sur la même figure montre le décroissement progressif de la vitesse de déplacement de l'eau dans le *sens horizontal*. Cette vitesse ne décroît que très peu dans les stades ultérieurs, à cause de la surpression exercée par l'eau au même niveau. Les courbes montrant le parcours de l'eau d'infiltration pour une hauteur de niveau égale à 60 et 90 cm, en fonction du temps, ont à peu près la même forme que les courbes a et b pour 31,5 cm.

Les courbes représentant l'*infiltration* de l'eau à travers le corps du barrage, et leur aspect variant avec le temps, pour la même hauteur de niveau de l'eau se trouvant devant le barrage, sont indiquées pour 31,5, 60,0 et 90,0 cm sur la fig. 1b, de la façon dont ils ont été déterminés par mesures dans les tubes piézzométriques N° I jusqu'à VI, placés dans le barrage de telle manière que leur extrémité inférieure se trouve un peu au-dessus du fonds du canal. Ces courbes acquièrent à la fin une hauteur et une inclinaison qui ne se changent plus. Mais, lorsque l'essai a été répété, l'aspect de ces courbes a changé un peu sous l'influence de la condensation de l'intérieur du barrage due à l'eau d'infiltration. Leur forme dessinée sur la figure 1b, correspond au cas où l'eau s'infiltrait, avant, à travers le barrage.

La quantité d'eau s'infiltrant à travers le corps du barrage a été mesurée pour les hauteurs du niveau de l'eau accumulée 60 et 90 cm. Le dessin graphique sur la fig. 1d montre l'augmentation de cette quantité avec l'élévation du niveau et le dessin graphique

que l'on voit sur la figure 2a donne l'image de l'augmentation de la quantité d'eau d'infiltration avec la surpression croissante de l'eau. Toutefois, lorsque l'action de cette surpression dure plus loin, la quantité d'eau d'infiltration diminue. Celle-ci diminue également lorsqu'on refait l'essai, les particules fines du remblai bouchant et remplissant les fissures dans le corps du barrage.

La destruction du pied du barrage au côté aval commençait à se manifester lorsque la surpression de l'eau a atteint 90 cm. L'affaissement du barrage a continué et la pente a maintenu, en bas, la valeur de 1 : 10 croissant jusqu'à 1 : 4 vers le barrage.

La quantité d'eau d'infiltration, q , a été trouvée égale à 25 l en une heure, la longueur de pied du barrage étant égale à 1,00 m.

L'eau s'écoulait sur toute la largeur du barrage d'une manière assez uniforme ; toutefois, aux différents endroits de cette matière déposée avec des soins particuliers, elle trouvait une résistance moindre lui permettant de se concentrer en ruisseaux qui ont disparu quelque temps après, pour se reformer ailleurs.

A. — 2) Barrage en enrochement

(Fig. 2a.)

Le gravier concassé, aux arêtes aiguës, qui a été employé pour ce barrage, a été fait d'*amfibolite* au poids spécifique 3,075 à 3,085. Sa composition a été en moyenne celle-ci :

90,36 % de gravier de grandeur 0,45 à 2,67 cm³ ;

9,64 % de gravier de grandeur 3,45 à 6,56 cm³.

La valeur proportionnelle des interstices dans le remblai formé de ce gravier était de 45,75 %.

Ce gravier a été versé et aplani en minces couches horizontales, les pierres plus grandes étant mises du côté aval et arrangées en forme de pavage grossier. Il en a été de même au côté amont, pour que le remblai soit plus solide, ayant une forte inclinaison.

La forme des courbes représentant l'infiltration de l'eau à travers le barrage, correspondant à la hauteur du niveau de l'eau accumulée et au débit croissant en litres par seconde pour une longueur de la digue de 1,00 m, est marquée sur la fig. 2a.

Le commencement de la destruction du barrage au côté aval s'est manifesté à la hauteur du niveau de 44,5 cm, auquel moment s'est produit l'affaissement de la pente du côté aval dans toute sa largeur jusqu'à la hauteur de 22 cm au-dessus du fond du canal en béton.

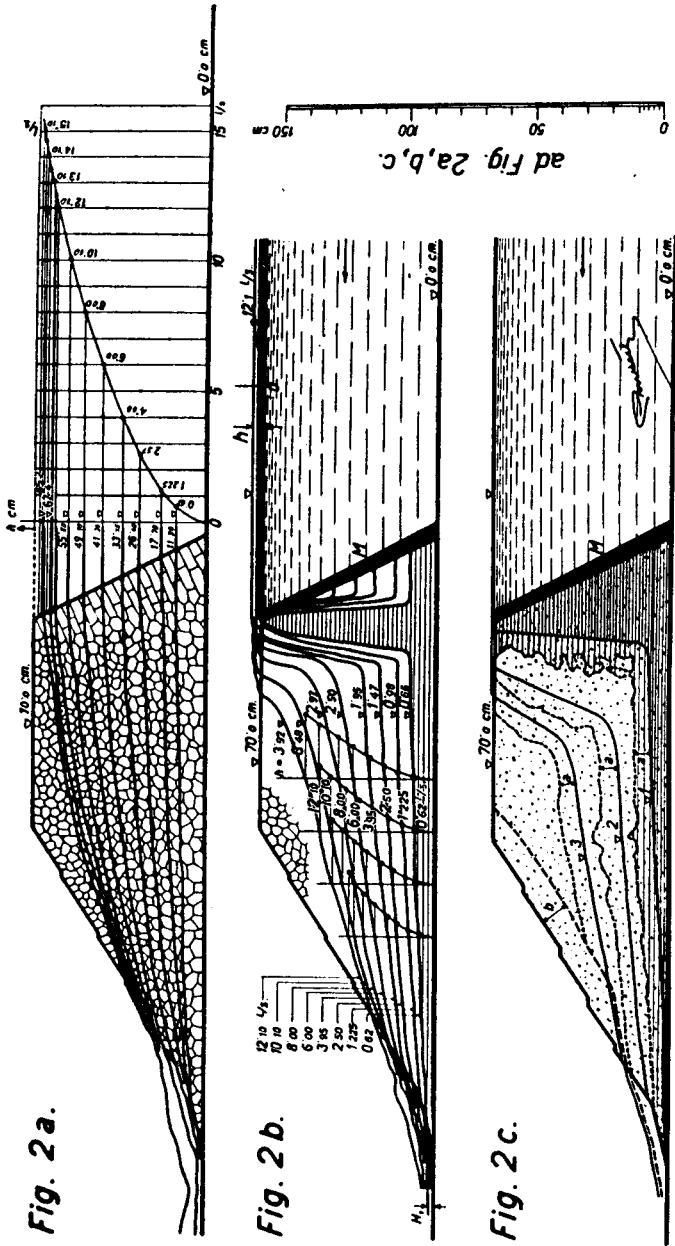


Fig. 2 a.

Fig. 2 b.

Fig. 2 c.

Fig. 2 a : Courbes de l'eau s'infiltrant au corps du barrage de longueur égal à 1 m, en gravier aux arêtes aiguës, pour des hauteurs différentes de l'eau accumulée et le débit leur correspondant, en l/sec.

Fig. 2 b : Courbes de l'eau s'infiltrant au corps du barrage de longueur égal à 1 m, en gravier aux arêtes aiguës; au-dessus de la membrane étanche M, en haut, l'eau coule en quantité indiquée sur les 4 profils des courbes d'infiltration.

Fig. 2 c : Courbes de l'eau traversant et s'infiltrant par le corps du barrage de longueur égale à 1 m, en gros sable; au-dessus de la membrane étanche M, en haut, l'eau coule en quantité q : 1) = 0,10, 2) = 0,45, 3) = 1,15 l/sec., a = hauteur de l'eau capillaire au-dessus de la ligne de l'eau d'infiltration, b = partie du barrage, qui s'est affaissée pour $q = 1,15$ l/sec.

Barrage en sable argileux, très fin.

L'affaissement a atteint la hauteur de 27 cm au-dessus du fond pour $h = 49,1$ cm et $q = 8,00$ l/sec. Par suite de la poussée d'eau à l'intérieur du barrage, les pierres ont commencé à se déplacer vers le pied du barrage et quelques-unes ont été traînées par l'eau sur le fond du canal.

Pour $h = 58,5$ cm, il s'est produit un éboulement brusque de la pente aval jusqu'à la hauteur de 60 cm au-dessus du fond. Les courants d'eau sortant du barrage se sont concentrés tantôt à droite, tantôt à gauche.

Quand h croissait encore, la couronne du barrage a commencé à s'affaisser et quand h a atteint 67,6 cm et q 15,10 l/sec le barrage entier s'est écroulé.

Conclusion

Pour les barrages faits en même matière, mais de dimensions multipliées, l'élévation et la vitesse de l'eau capillaire déterminées sur le modèle à l'échelle réduite, ne changent pas. De même, l'angle d'inclinaison des courbes d'infiltration par rapport à l'horizontale, reste à peu près tel qu'il a été déterminé sur le modèle à l'échelle réduite, ainsi que la quantité d'eau d'infiltration correspondant à cet angle, pour l'unité de longueur du barrage, et la destruction du barrage, causée par elle du côté aval. C'est dans ce sens qu'il faut pousser, à l'avenir, des essais systématiques.

B. — BARRAGES REMBLAYÉS AVEC DIAPHRAGME SUR LA PAROI AMONT

B 1) Barrage en enrochement (Rock-Fill Dam)

(Fig. 2b.)

Si un barrage, ayant la même section et construit de matière ayant la même composition comme dans le cas décrit sub A2 et représenté par la fig. 2a, est muni au côté d'eau d'une membrane étanche de n'importe quelle nature, alors son modèle représente le type des barrages le plus employé en Amérique (Rock-Fill Dam).

La fig. 2b représente le cas où l'eau entre dans le barrage par le haut, au-dessus de la membrane étanche. Pour q plus petit, la forme de la coupe du barrage traversée par l'eau est représentée par hachure. L'air qui se trouve au-dessous de la membrane étanche M peut être chassé très lentement par la quantité toujours croissante

d'eau excédente dont le relief à l'intérieur du corps du barrage, avec la valeur respective du débit indiquée en l/sec pour 1 m courant du barrage est tracé en quelques profils. Lorsque la chute croît, l'eau agit destructivement sur le côté aval du barrage.

De nombreux essais comparatifs en comparaison avec un barrage en enrochement sans la membrane étanche, ont prouvé que la quantité d'eau sortant au pied du barrage, ayant la même composition du gravier de roche, cause à peu près le même effet, soit que l'eau tombe en même quantité dans le barrage au-dessus de la membrane étanche dans la hauteur de la couronne, soit qu'elle traverse simplement le barrage sans la membrane étanche. Même la pente et la hauteur de surface de l'eau d'infiltration dans les deux cas sont approximativement les mêmes pour des positions plus basses. On ne s'aperçoit des différences que lorsque le débit atteint le point où il cause l'affaissement du barrage au côté aval.

B 2) *Barrage remblayé en gros sablier (type français)*

(Fig. 2c.)

Pour faire le modèle de ce barrage, on a eu recours au gros sable fluvial qui, suivant l'analyse mécanique, a la composition suivante :

12 % :			
0,9 %	de poussière de sable, grains à diamètre ..	0,05	.. 0,1 mm
0,25 %	de sable, grains à diamètre	0,1	.. 0,5 »
0,05 %	— — —	0,5	.. 1,0 »
98,8 % :			
7,3 %	— — —	1	.. 2 »
10,0 %	— — —	2	.. 3 »
46,9 %	— — —	3	.. 5 »
34,6 %	— — — plus de 5 »

100. %

Le contenu des pores = 44,4 %.

Pour ce mélange on a déterminé avant tout, la quantité d'eau pénétrant au barrage par le haut, au-dessus de la membrane étanche M et capable de détruire le barrage dans un délai plus long. On a trouvé $q = 1,15$ — l/sec. Ces essais avaient duré neuf jours.

La fig 2c représente la marche de l'infiltration, à travers le barrage, de l'eau capillaire, avec la courbe respective de l'eau d'in-

filtration : 1) pour $q = 0,10$ l/sec ; 2) pour $q = 0,45$ l/sec ; 3) pour $q = 1,15$ l/sec.

Ici, également, la destruction du barrage se produit pour le même q , comme si le barrage n'était pas élanché, et les courbes de l'eau d'infiltration ont, dans les positions plus basses, une forme et une pente plus ou moins pareilles, soit que l'eau passe par un barrage sans cloison étanche, soit qu'elle y passe par le haut au-dessus de la membrane étanche ou autrement.

RESUME

Depuis 1917, on a procédé, dans le canal hydraulique du Laboratoire des constructions hydrauliques auprès de la Haute Ecole Technique Tchèque de Brno, à des essais systématiques sur la manière dont se comportent des barrages en terre remblayée à niveau variable, au point de vue de la pénétration dans l'intérieur du barrage de l'eau capillaire, de l'eau d'infiltration à son début et de l'évolution de leur effet de destruction, etc. Les glaces qui constituent les parois du canal permettent d'examiner directement les phénomènes qui se passent à l'intérieur du barrage ; dans les mêmes buts, on a aussi installé dans le barrage, de nombreux tubes piézométriques. Au fond du canal, on a aménagé des ouvertures à fermetures étanches qui permettent de mesurer directement l'eau d'infiltration grâce à des récipients placés sous ces orifices.

A. — *Barrage remblayé en sable argileux fin sans dispositif d'étanchéité sur la paroi amont*

(Fig. 1a, 1b, 1c, 1d.)

Analyses mécanique et pédologique.

Poussière argileuse et sable à grains fins de diamètre inférieur à 0,01 mm	6,4 %
Grains de 0,01 mm à 0,1 mm	8 %
Sable plus gros, grains de 0,1 à 2 mm	85,6 %
	<hr/>
	100 %

La capacité poreuse de cette matière à l'état complètement sec est de 41,8 %. La figure 1a montre, telle qu'on la voit sur la glace des parois, la marche de l'eau capillaire lorsque le niveau de l'eau est à 31,5 cm et ensuite à 0,60 cm au-dessus du fond du canal.

La figure 1c, montre la marche de l'eau capillaire, savoir : la courbe a) dans le sens vertical et la courbe b) dans le sens horizontal. D'après la dernière, les vitesses correspondant au stade final de la surpression de l'eau ne diminuent que très peu. La figure 1b représente les courbes d'infiltration de l'eau à travers le corps du barrage. Leur forme, correspondant à diverses hauteurs de l'eau, prend peu à peu une inclinaison qui ne varie plus.

Quand on répète l'essai avec les hauteurs de niveau d'eau constantes, l'inclinaison stabilisée des courbes d'eau d'infiltration diminue un peu par suite de la consolidation de la masse du barrage.

La figure 1d montre la quantité d'eau d'infiltration qui traverse le corps du barrage, rapportée à une longueur du barrage de 1 m et à une hauteur d'eau de 60 et 90 cm. Cette quantité diminue progressivement au fur et à mesure que le barrage se consolide sous l'effet de l'eau d'infiltration. La destruction du pied du barrage du côté aval commence à se manifester lorsque la hauteur d'eau atteint 90 cm.

*A. — Barrage remblayé en enrochement
sans dispositif d'étanchéité du côté amont*

(Figure 2a.)

Le gravier concassé à arêtes aiguës employé pour ce barrage était fait en amphibolite de poids spécifique 3,8 avec valeur proportionnelle des interstices (pores) de 45,75 %. La figure 2a représente les courbes d'infiltration et la quantité d'eau infiltrée pour diverses hauteurs de niveau. La destruction du barrage a commencé à la hauteur de 44,5 cm : la hauteur de 67,6 cm et pour un débit de $q = 15,10$ l/sec. le barrage s'est écroulé en entier.

Conclusion.

Pour les barrages faits en même matière, mais de dimensions multipliées, l'élevation et la vitesse de l'eau capillaire déterminées sur le modèle à l'échelle réduite, ne changent pas. De même, l'angle d'inclinaison des courbes d'infiltration par rapport à l'horizontale, reste à peu près tel qu'il a été déterminé sur le modèle à l'échelle réduite, ainsi que la quantité d'eau d'infiltration correspondant à cet angle, pour l'unité de longueur du barrage, et la destruction du barrage, causée par elle du côté aval.

*B. — Barrage remblayé avec dispositif d'étanchéité
du côté amont*

(Fig. 2b et 2c.)

B₁. — Barrage en enrochement

(Figure 2b.)

Les nombreux essais exécutés ont permis d'établir que la quantité d'eau sortant au pied du barrage, pour une même composition

du matériau, produit à peu près les mêmes effets, que l'eau tomb en même quantité d'en haut au-dessus de la membrane étanche l ou qu'elle traverse simplement le barrage sans membrane M. Dan ces deux cas, la pente et la hauteur des surfaces de l'eau d'infiltrati on sont pour de faibles hauteurs des courbes d'eau d'infiltratio les mêmes. On ne constate de différence que lorsque le débit attein la valeur où il produit l'affaissement du barrage du côté aval.

B. — *Barrage remblayé en sable grossier*

(*Figure 2c.*)

On a employé pour le modèle de ce barrage le matériau suivant :

Sable de 0,5 à 1 mm	1,2 %
Sable gros grain de 1 à 5 mm et au-dessus	98,8 %
Capacité intérieure des pores	44,8 %

La figure 2c représente les courbes d'infiltration. La destruction du barrage commence et se produit lorsque q atteint la valeur de 1,15 l/sec pour 1 m de longueur.

Dans ce cas, également, la destruction commence, à égalité de débit, comme s'il n'y avait pas de dispositif d'étanchéité. Les courbes de l'eau d'infiltration, quand elles sont basses, ont à peu près la même forme et la même inclinaison, que l'eau traverse le barrage simplement sans dispositif d'étanchéité ou bien passe dans le barrage par dessus ce dispositif ou bien encore pénètre par un autre endroit quand le dispositif est endommagé.

SUMMARY

In the hydraulic trough of the Hydraulic Laboratory of the Czech High School of Engineering in Brno, systematic experiments have been instituted since 1917 to test the behaviour of earth dams exposed to the pressure of stowed water of variable depth, the penetration of capillary water into the body of the dam, the percolation of water, the onset and progress of their destructive action, etc. It is possible to observe directly through the glass walls of the trough, what is going on inside the dam, the more so, as there are numerous piezometric tubes introduced into the body of the dam. In the bottom of the trough there are some occludent openings facilitating direct measurement of leakage water, which is collected in vessels placed under the openings.

Some of the most interesting cases have been selected for this paper.

A. — Earth dams of fine earth and sand material, without insulation on the upstream side.

Structure and mechanical properties :

- 6.4 % earth particles, under 0.01 mm ;
- 8 % earth dust and sand-dust, between 0.01 and 0.10 mm ;
- 85.6 % sand, grains between 0.10 and 2 mm.

The hollow spaces in this material, after it has been thoroughly dried, amounted to 41.8 %.

Fig 1a shows the progress in time, visible through the glass, of percolation at a waterdepth of 31,5 and 60 cm over the bottom of the trough, *fig. 1c* the progress in time of percolation in the upward direction (curve *a*), and in the horizontal direction : (curve *b*). The rate of progress of the latter in the later stages of hydrostatic pressure decreases but very slightly.

The curves showing the water percolating through the body of the dam are mapped in *fig. 1b*. Their shape becomes stabilized for the various depths of water at a definite angle of inclination. When the experiment is repeated, we observe that with the same water depth, the slope of the stabilized percolation curve will decrease owing to the internal consolidation of the body of the dam.

Fig. 1d shows the quantity of water percolating through the body of the dam, 1 m in length, at waterdepths of 0.6 and 0.9 m.

The quantity of this water gradually decreases, according to the gradual consolidation of the dam under the influence of the percolating water.

Destruction of the foot of the dam on the downstream side was observed to set in at 0.90 m of water pressure.

A2. — *Rock-fill dam, without insulation on the upstream side*

(Fig. 2a.)

The size of the crushed amphibolite with specific weight of 3.08, was from between 0.45 and 6.56 cm³. The volume of hollow spaces was 45.75 %. The curves for percolation and the quantity of percolated water at different depths of water before the dam are mapped in *fig. 2a*. The destruction of the dam set in at $h = 44.5$ cm. At $h = 67.6$ cm and $q = 15.10$ l/S. and the length of the dam being 1 m, the dam broke

Conclusion

For dams made of the same material, even when magnified linearly several times, the height and speed of percolation of capillary water are the same as observed in the small scale model. The angle of inclination of the percolation lines with the horizontal line, as well as the quantity of percolation water corresponding to one unit of length of the dam, and the destructive effects of the water on the foot of the dam on the downstream side remain also approximately the same.

B1. — *Rock-fill dam with insulation on the upstream side*

(Fig. 2b.)

Numerous comparative experiments have brought out that the quantity of water that percolated through the foot of the dam, will produce the composition of the rock-fill being the same, about the same effect, whether water of the same volume flows into the dam from above the insulating membrane M placed at the crown, or whether it simply flows through the dam when no such membrane M be present.

Also the slopes of percolating water is approximately the same in both cases at lower depths. They differ only when the quantity of water flowing in reaches such a degree that the dam slides on the downstream-side.

**B2. — Dam of coarse gravel with insulation on the upstream side
(Fig. 2c.)**

The sand employed consisted of grains from 0.05 to 1 mm in the amount of 1.2 %, coarse sand from 1 to 5 mm and bigger in the amount of 98.8 %.

Hollow spaces measured 44.8 %. The curves of percolated water are mapped in *fig. 2c*. Destruction of the dam set in and continued at $q = 1.15$ l/s to 1 m of dam length. In this case destruction of the dam also took place at the same q , whether the dam was with an insulating layer or without. The curves of percolated water at lower depths are approximately the same whether the water passes through the dam without an insulating layer or from above over the insulating membrane M or in some place of a damaged insulation.

ZUSAMMENFASSUNG

Im hydraulischen Trog des Wasserbaulaboratoriums an der böhmischen technischen Hochschule in Brünn werden seit 1917 systematische Versuche darüber vorgenommen, wie sich geschüttete Erddämme bei veränderlichem Stauwasserspiegel betreffs des in ihr Inneres eindringenden Kapillarwassers und des Sickerwassers verhalten, wann beginnt und wie verläuft ihre Zerstörung u.s.w. Durch gläserne Seitenwände des Troges lässt sich der Vorgang im Innern des Dammkörpers direkt beobachten, wozu ebenfalls zahlreiche in den Damm eingelassene Piezzometerrohre beitragen. Am Boden des Troges befinden sich verschliessbare Oeffnungen, welche eine direkte Messung des Sickerwassers durch untergestellte Messgefässe ermöglichen.

A. *Geschütteter Erddamm aus feinem tonigem Sandmaterial ohne dichtung auf der Wasserseite (Fig. 1a, b, c, d)* Pedologische mechanische Analyse: Tonstaub und feinkörniger Sand, Korngrösse unter,

0,01 mm	6,4 %
Korngrösse 0,01 — 0,1 mm	8,0 %
gröberer Sand, Korngrösse 0,1 — 2 mm ..	85,6 %
	<hr/>
	100,0 %

Porenhalt des vom Wasser bereits durchgesickerten obigen Gemisches bei vollständiger Trockenheit war 41,8 %

Fig. 1a zeigt das durch Seitenwände sichtbare Fortschreiten des Kapillarwassers bei einer Wasserspiegel -höhe von 31,5 und 60,0 cm über den Boden des Troges.

Fig. 1c zeigt die mit der Zeit in *vertikaler* (Kurve a) und *horizontaler Richtung* (Kurve b) fortschreitende Kapillarwasserlinie. In der letzteren nehmen die Geschwindigkeiten gegen das Endstadium des Wasserüberdruckes nur unbedeutend ab. Die Kurven des den Damm durchsickernden Wasser sind in *Fig. 1b* dargestellt. Ihre Gestalt für verschiedene Höhen des Stauwassers stabilisiert sich unter einem bestimmten Neigungswinkel. Wird der Versuch bei gleicher Stauwasserhöhe wiederholt verkleinert sich infolge der inneren Konsolidierung des Dammkörpers die Neigung der stabilisierten Sickerwasserlinie.

Fig. 1d zeigt die Menge des den Dammkörper durchsickernden Wassers bei einer Länge des Dammes = 1 m und einer Wasserhöhe von 0,6 und 0,9 m. Diese Menge nimmt allmählich ab wie sich unter Einfluss des durchsickernden Wassers der Dammkörper konsolidiert. Die Zerfließung der Sohle des Dammes beginnt an der Luftseite bei einer Stauhöhe von + 0,9 m.

A. *Geschüttelter Felstrümmerdamm ohne Dichtung auf der Wasserseite. (Fig. 2 a).*

Die Grösse des geschlagenen, amfibolitischen Schotters vom sp. Gewichte 3,08 war von 0,45 — 6,56 cm³, Inhalt der Zwischenräume 45,75 %. Die Durchsickerungslinien und die Menge des Sickerwassers für verschiedene Stauhöhen sind in *Fig. 2 a* dargestellt. Die Zerstörung des Dammes begann bei $h = 44,5$ cm. Bei $h = 67,6$ cm und $q = 15,1$ l/s. auf 1 m Dammlänge brach der Damm durch.

Schlussfolgerung:

In aus demselben Material hergestellten linear mehrfach vergrösserten Dämmen, bleibt die Höhe und Geschwindigkeit des Kapillarwassers unverändert, so wie sie am verkleinerten Modell festgestellt worden ist. Ungefähr gleich bleibt ebenfalls der Neigungswinkel der Durchsickerungslinien mit der Horizontalen, sowie die diesem Neigungswinkel auf Einheit der Dammlänge entsprechende Menge des Sickerwassers und die durch sie hervorgerufene Zerstörung des Dammfusses auf der Luftseite.

B *Geschüttelter Damm mit Dichtung auf der Wasserseite. (Fig. 2 b, 2 c.)*

B₁ *Felstrümmerdamm (Rockfil — Damm) Fig. 2 b.*

Durch zahlreiche vergleichende Versuche wurde festgestellt, dass die am Dammfusse heraustretende Wassermenge bei gleicher Zusammensetzung des Felsenschotters annähernd dieselbe Wirkung hervorruft, ob das Wasser bei gleicher Menge von oben, über die abdichtende Membrane *M* in den Dammkörper dringt oder ob es einfach den ohne *M* ausgeführten Damm durchfliess. Auch das Gefälle und die Höhe des Sickerwasserspiegels ist in beiden Fällen bei niedrigeren Lagen der Sickerwasserlinien die gleiche. Unterschiede zeigen sich erst bei jenen Mengen des Sickerwassers, welche das Rutschen des Dammes an der Luftseite verursachten.

B: *Geschütteter Damm aus groben Sand (Fig. 2 c)* Verwendet wurde Sand von 0,05 — 1,0 mm 1,2 %
Grobkörniger Sand von 1,0 — 5,0 mm und mehr .. 98,8 %

Inhalt der Poren 44,8 %. In *Fig. 2 c* sind die Kapillar- und Durchsickerungs-Kurven gezeichnet. Die Zerstörung des Dammes begann und schritt stetig fort bei $q = 1,15$ l/Sek. pro 1 m Damm-länge.

Auch in diesem Falle begann die Zerstörung des Dammes bei gleichem q , als ob er ohne Dichtung wäre. Ebenfalls die Sickerwasserlinien sind bei niedrigeren Lagen von annähernd gleicher Form und Neigung, ob das Wasser den Damm ohne Dichtung einfach durchfließt, oder von oben über den Dichtungskern, oder bei beschädigter Dichtungswand an irgend einer anderen Stelle in den Damm dringt.



COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 36

U. S. S. R., Leningrad,
HYDROTECHNICAL SCIENTIFIC INSTITUTE

MOTION OF WATER UNDER DAMS

Prof. N.N.PAVLOVSKY

§ 1. STATEMENT OF THE PROBLEM.

The problem of the motion of underground water under dams based on permeable foundations can be formulated in a general way as follows. We have the lower boundary of a permeable foundation ANF (fig. 1) and the outline of the underground contour of the dam BPRE ; the depth of the upper pool = H_1 , the depth of the tail water = H_2 , the corresponding heads of water measured from some horizontal plane O — O being h_1 and h_2 , the difference between them (the effective head) being $H = h_1 - h_2$.

The chief hydromechanical elements of the underground flow, at different points in the region D (fig. 1), have to be determined, i. e. the values of heads h , measured from the plane O — O, and the components of velocities of percolation ; in addition the quantity of water percolating under the dam has to be determined.

We assume the coefficient of percolation of the stratum below the dam to be $= k$ for every point in the ground which is assumed to be homogeneous in all its parts. The differential equations of the

stationary motion of the underground water are for the twodimensional problem as follows :

$$u = -K \frac{\partial h(x, y)}{\partial x}; v = -K \frac{\partial h(x, y)}{\partial y}, \dots\dots\dots (1)$$

where u and v are the components of velocities of percolation along the axes x and y ; $h(x, y)$ is the function determining the values of the heads h at different points (briefly, the head-function). By substituting (1) in the equation of continuity we have :

$$\frac{\partial^2 h(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h(x, y)}{\partial y^2} = 0, \dots\dots\dots (2)$$

i. e. we obtain the equation of *Laplace*, that can be written more shortly as follows :

$$\Delta h(x, y) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

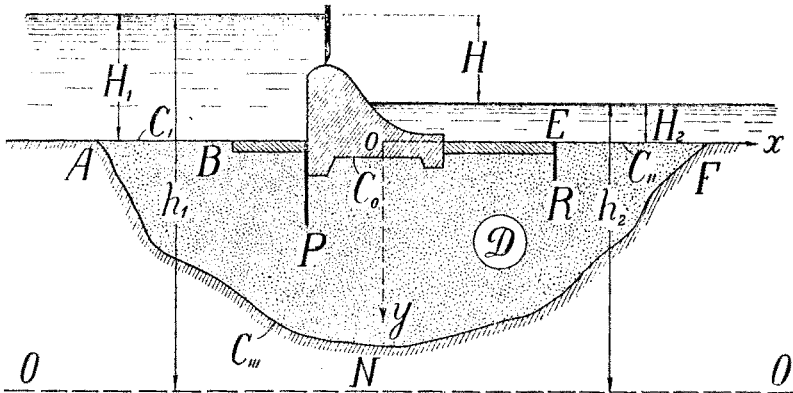


Fig. 1.

The boundary conditions for our problem are :

$$\left. \begin{aligned} h(x, y) &= h_1 \text{ for the part } C_1, \\ h(x, y) &= h_2 \text{ for the part } C_{II}, \\ \frac{dh(x, y)}{dn} &= 0 \text{ for the parts } C_0 \text{ and } C_{III}, \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

where we denote the parts of the boundary contour as follows : C_1 — the part AB (fig. 1). C_{II} — the part EF , C_0 — the part $BPRE$, C_{III} — the part ANF .

Hence the problem is put forward by the author *as a problem of mathematical physics*. Such a statement of the problem was given* by the author in 1919 and is, in his opinion, quite clear and definite,

(*) The author's work containing 750 pages and 185 designs was issued in Russian in 1922 under the title « The Theory of Ground Water Flow under Hydrotechnical Structures », Leningrad, U.S.S.R.

and avoids any arbitrary admissions. At the same time the above statement of the problem gives reliable means for the criticism of different methods of solving this extremely important problem of hydrotechnics. A strict mathematical proof may be given that assuming the law of Darcy, i. e. the equation (I), there is *one and only one solution of the problem*, in other words any other solution will be *incorrect*. In particular the author considers that the widely known method of *Bligh* (« The practical Design of Irrigation Works ») should no longer be applied in practice, although Bligh's method represented in its time a considerable advance in hydrotechnics.

The above mentioned statement of our problem puts this problem theoretically in the same position as that of several sections of the theories of elasticity, light, sound, electrostatics and electrodynamics where mathematical methods are very successfully applied. Without question mathematical methods must be applied to some theoretical problems of hydrotechnics, as the author has done in the case under investigation.

§ 2. METHOD OF SOLVING THE PROBLEM.

Thus our problem consists in finding a *harmonical in the region D* (fig. 1) *function of two arguments* $h(x, y)$ *which should satisfy the boundary conditions* (4). As appears from the conditions (4), this problem represents a specific case of the so called « mixed problem » of *Dirichlet-Neumann*. The essence of the method proposed by the author may be formulated as follows : the given area D (fig. 1) for which the problem must be solved is represented conformally on another area D', which must be sufficiently simple (fig. 2) for our problem to be easily solved ; having obtained the solution for the area D', we can, as will be shown below, find also the solution for the original area D.

The conformal representation of the area D on the area D' may be obtained by the *Swarz-Christoffel's* method for the conformal representation of rectilinear polygons on a half plane, in connection with the fundamental theorem of *Riemann* about the existence and singleness of the representing functions for plane areas. The author cannot touch here on the mathematical side of the question and will merely indicate that in the above mentioned work (see footnote) the mathematical basis of the method is given and different questions connected with it are examined, as the singleness of the solution, unclosed polygons in conformal representation, the

path of integration, the solution of transcendent equation obtained etc. etc.

As the auxiliary Area D' the author takes the rectangle (fig.2) in which one pair of opposite sides in conformal representation corresponds to the parts C_I and C_{III} of the boundary contour of

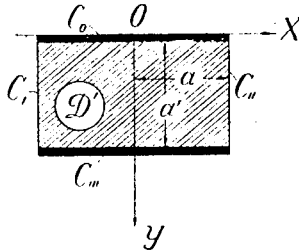


Fig. 2.

the original area D (see fig. 1), and the other pair of opposite sides corresponds to the parts C₀ and C_{IV} of the contour of the area D. The parts of boundary contours are respectively denoted (in figs. 1 and 2) by identical letters (C₀, C_I, C_{II}, C_{III}). The auxiliary rectangle D' (fig. 2) will be called « normal ».

The connection between the coordinates x, y of the area D and the coordinates X, Y of the area D' is obtained as follows : let us suppose that the function that represents conformally the area D on the area D' is

$$Z = F(z) \dots\dots\dots (5)$$

where

$$z = x + yi; Z = X + Yi, \dots\dots\dots (6)$$

so that

$$Y + Xi = F(x + yi) \dots\dots\dots (7)$$

and we obtain

$$X = X(x, y); Y = Y(x, y), \dots\dots\dots (8)$$

X(x, y) and Y(x, y) denoting the functions of x and y.

It is easy to find that for the normal rectangle (fig. 2) the head-function h and the stream-function ψ are :

$$h = h_2 + \frac{H}{2} \left[1 - \frac{1}{\alpha} X \right]; \dots\dots\dots (9)$$

$$\psi = \frac{kH}{2\alpha} Y \dots\dots\dots (10)$$

Hence by substituting (8), for the given area D (fig. 1), i, e. for our problem we have

$$h(x, y) = h_2 + \frac{H}{2} \left[1 - \frac{1}{a} X(x, y) \right]; \dots\dots\dots (11)$$

$$\psi(x, y) = \frac{kH}{2a} Y(x, y), \dots\dots\dots (12)$$

where the stream-function ψ is the quantity of water percolating between the underground contour of the dam C_0 and some intermediate stream-line, the computation being for one meter length of the dam. The quantity of percolating water q between the parts C_0 and C_{III} of the boundary contour (see fig. 1) is obtained from (12) by substituting $Y = a'$ (fig. 2) :

$$q = \frac{kH}{2} \frac{a'}{a}, \dots\dots\dots (13)$$

where the dimensions a and a' are shown in fig. 2 and should be determined mathematically from the operation of the conformal representation.

The components of the velocities of percolation will be found by (1), the expressions (11) for $h(x, y)$ being known. Further, the equations for the stream-lines and for the lines of equal head (equipotential lines) in the normal rectangle D' (fig. 2) are very simple :

$$Y = \text{Const}; X = \text{Const} \dots\dots\dots (14)$$

and hence proceeding to the given area D and substituting in (14) the functions (8) we obtain corresponding equations for the stream-lines and for the lines of equal head as follows :

$$Y(x, y) = \text{Const}; X(x, y) = \text{Const} \dots\dots\dots (15)$$

§ 3. SOME EXAMPLES OF SOLUTIONS FOR TYPICAL SCHEMES OF DAMS

The author's method does not remain only theoretical, but also makes it possible to find numerical solutions for many typical schemes of dams on permeable foundations. The solutions obtained are for the most part very complicated mathematically, however their practical application becomes much more simple by means of different auxiliary methods, ready formulae, tables, diagrams for designing etc. Further are shown some examples of solutions obtained by the author.

Examples 1 and 11 (fig. 3 and 4) are given for the scheme of a dam with one sheet-piling. In the region, unlimited under the dam, a number of stream-lines and equipotential lines are cons-

tracted theoretically, and comparing those lines in figs. 3 and 4 it becomes obvious that the conditions of water percolation from

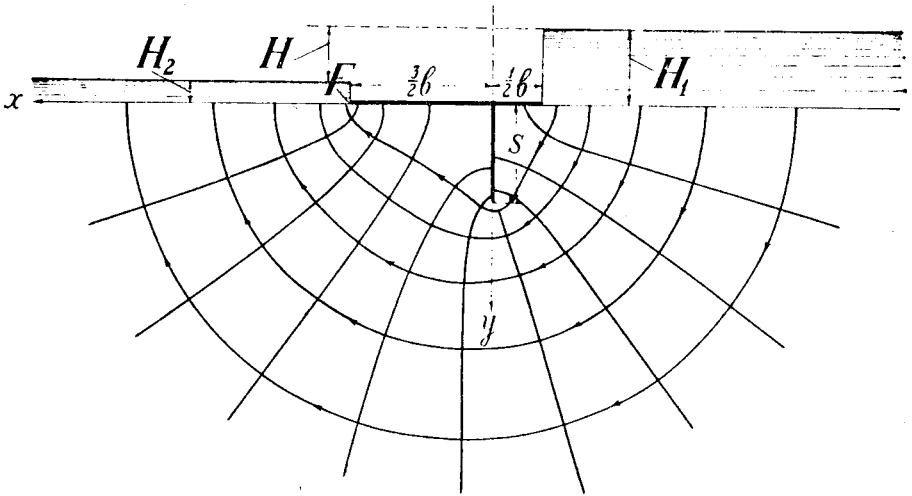
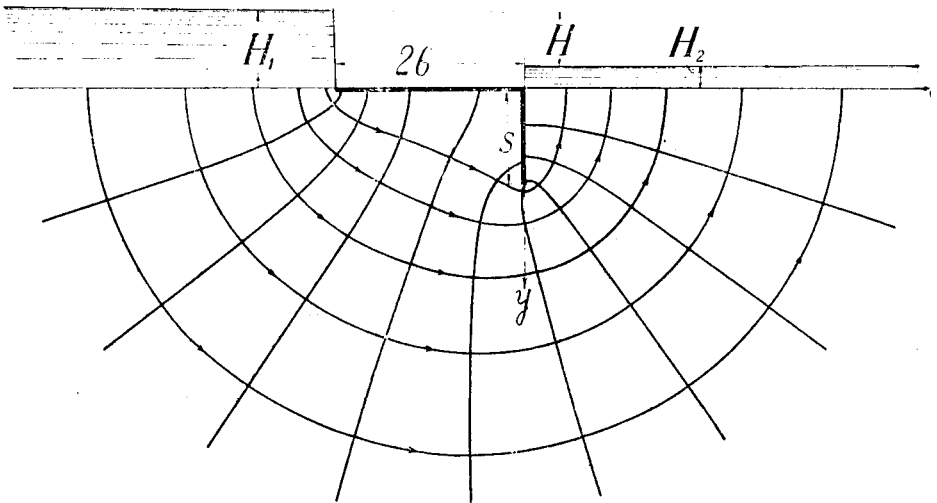


Fig. 3.

under the dam in both cases are different, although the so-called path of percolation remains the same. In fig. 3 at the point F an especially dangerous concentration of stream-lines is formed, and



therefore the author considers it necessary to point out that at the

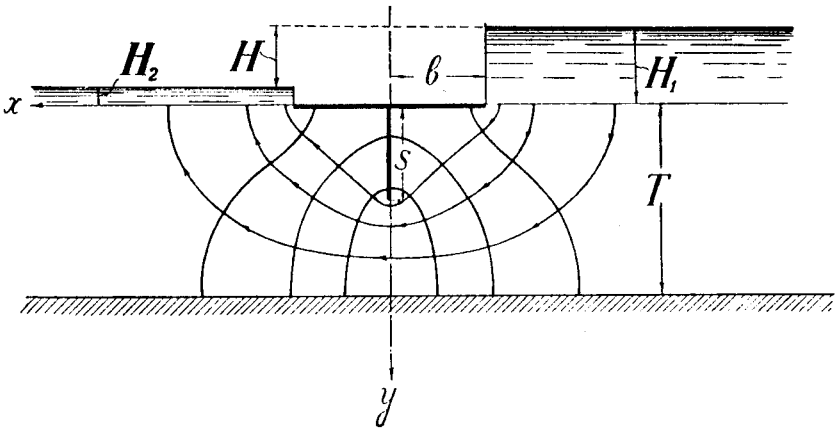


Fig. 5.

downstream end of the dam base a sheet-piling or a cut-off wall of sufficient depth should be placed.

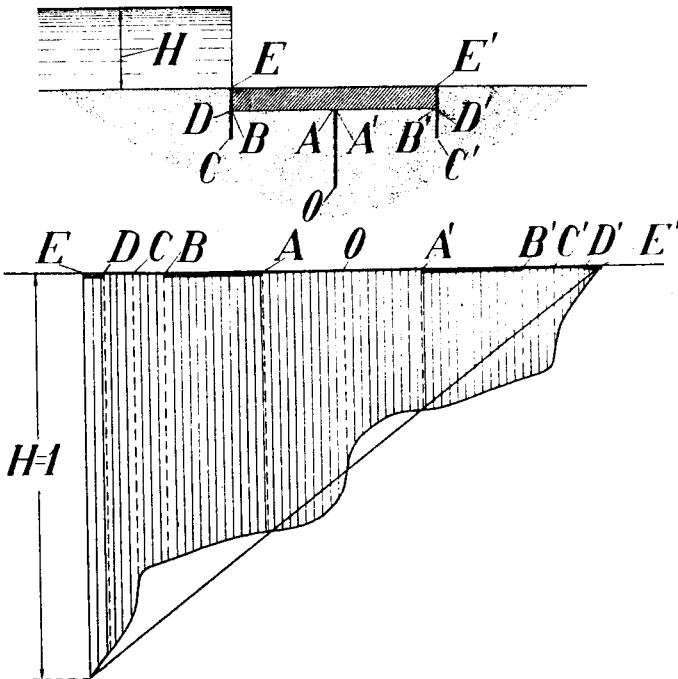


Fig. 6.

In fig. 5 is shown *example III*, namely for the scheme of a dam having one central sheet-piling, the value of dimension T , being finite. In *example IV* (fig. 6) we have a theoretical curve of the upward pressure on the base of a dam provided with three sheet-pilings and it is apparent that the distribution of the upward pressure considerably differs from the rectilinear one.

Finally in fig. 7 is shown *example V*, namely a system of stream-lines and equipotential lines for the simple model of a dam, tested in the laboratory. In this case the permeable region is limited

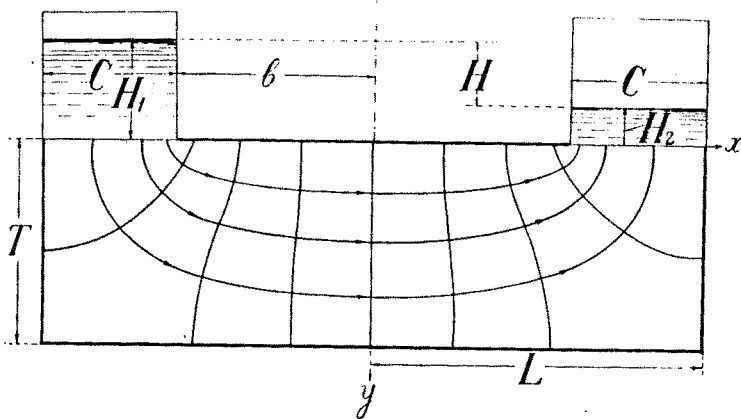


Fig. 7.

from all sides, and this circumstance should be taken into consideration when the theory of our problem is tested in the hydraulic laboratory. In fig. 7 the system of stream-lines and equipotential lines is constructed by the author according to his theoretical considerations for such a case.

It being impossible for the author to dwell for long in the present article upon his formulæ, he gives the few following examples of such formulæ for « reduced » functions, that is functions obtained under conditions : $H_1 = H = 1$, $H_2 = 0$, $k = 1$ (see fig. 1), the dimensions of the region D being assumed to be proportionally changed so that mathematical expressions become more simple. It is not difficult to pass from « reduced » functions to corresponding functions for the actual conditions of the given problem, however, the author cannot deal here with further explanations of this comparatively simple problem.

1°. The upward pressure of the percolating water on the base

of a dam with one central sheet-piling (as in fig. 5, but with $T = \infty$) is given by the formulae : for the upstream part of the base

$$h_r = 1 - \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \sqrt{\frac{1+x^2}{1+b^2}} \quad \star \quad \dots \quad (16)$$

and for the downstream part of the base

$$h_r = \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \sqrt{\frac{1+x^2}{1+b^2}} \quad \star \quad \dots \quad (17)$$

where b = half of the length of the dam base, the axes of coordinates being disposed as in fig. 5 and the sheet-piling depth being equal to unity.

The « reduced » velocity of percolation along the upstream part of the sheet-piling is

$$v_r = \frac{1}{\pi} \frac{y}{\sqrt{1-y^2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{b^2+y^2}} \quad \dots \quad (18)$$

and along the downstream part

$$v_r = -\frac{1}{\pi} \frac{y}{\sqrt{1-y^2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{b^2+y^2}} \quad \dots \quad (19)$$

2° In the case of a finite value of T , namely $T = \frac{\pi}{2}$ (fig.5) we obtain instead of (16) and (17)

$$h_r = \frac{1}{2} \left\{ 1 \pm \frac{1}{k} \operatorname{dn}^{-1} \left[\frac{\cos s}{\operatorname{Ch} x}, x \right] \right\} \quad \dots \quad (20)$$

where dn is the known elliptic function of *Legendre* and K is the complete integral of the first kind, the modulus being

$$K = \sqrt{1 - \frac{\cos^2 s}{\operatorname{Ch}^2 b}} \quad \dots \quad (21)$$

The « reduced » velocity of percolation along the sheet-piling, instead of (18) and (19), in the case under consideration, is expressed by the formula :

$$v_r = \pm \frac{1}{2K} \frac{\operatorname{Sin} y \cdot \operatorname{Ch} b}{\sqrt{(\cos^2 y - \cos^2 s)(\operatorname{Ch}^2 b - \cos^2 y)}} \quad \dots \quad (22)$$

and the « reduced » quantity of percolating water by

$$q_r = \frac{K'}{2K} \quad \dots \quad (23)$$

K' being the complete integral of the first kind for which the supplementary modulus is

$$K' = \frac{\cos s}{\operatorname{Ch} b} \quad \dots \quad (24)$$

(*) Here and further on we assume the denotations of inverted functions used by English and American mathematicians, for example : $\cos^{-1} x$, $\operatorname{dn}^{-1} x$, etc.

3°. Finally we give some formulae for the scheme according to the above mentioned fig. 7. In this case the « reduced » upward pressure of the percolating water on the base of the model is given by the formula

$$h_r = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{K} \operatorname{sn}^{-1} \left[\frac{1}{K} \operatorname{sn} (x, \lambda); z \right] \right\}, \dots\dots\dots (25)$$

the modulus λ being obtained from the relation

$$\frac{\Lambda}{\Lambda'} = \frac{L}{L'}, \dots\dots\dots (26)$$

where Λ and Λ' are the complete integrals of first kind and are different from the integrals K and K' . For K the modulus is :

$$k = \operatorname{sn} (b, \lambda) \dots\dots\dots (27)$$

The « reduced » velocity of percolation u_r along the base of the model is

$$u_r = \frac{1}{2k} \frac{dn(x, \lambda)}{\sqrt{\operatorname{sn}^2(b, \lambda) - \operatorname{sn}^2(x, \lambda)}} \dots\dots\dots (28)$$

and the quantity of percolating water q_r is determined by the above mentioned formula (23) in which the modulus λ should be computed according to (27).

§ 4. METHOD OF ELECTRO-HYDRODYNAMICAL ANALOGY.

The method of electro-hydrodynamical analogy, proposed by the author in 1920 for the investigation of questions connected with the theory of the water motion under dams, is based on the fact that for the electrical potential $V(x, y)$ in a plate of any conducting

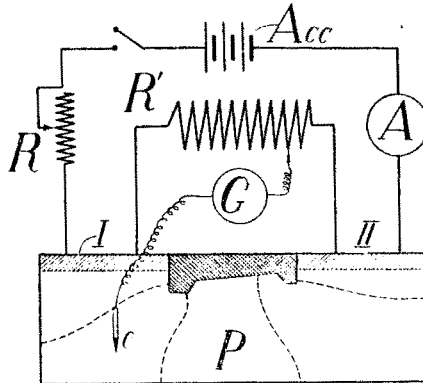


Fig. 8.

material we have the same above mentioned conditions (1) and (2) as for the head-function $h(x, y)$. The scheme of the author's

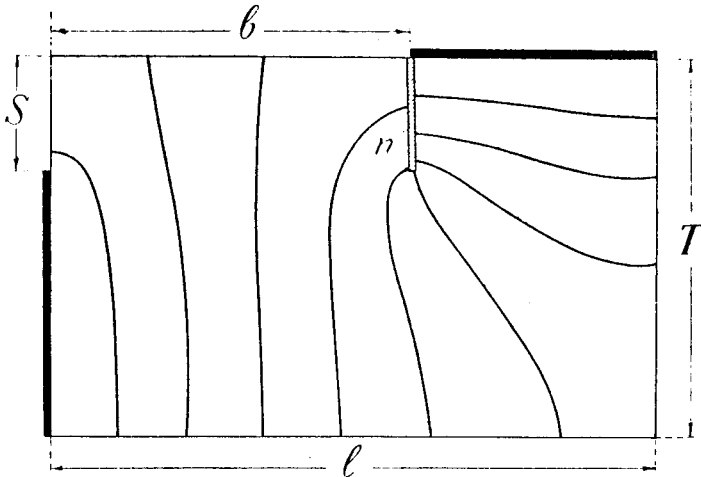


Fig. 9.

apparatus is shown in fig. 8. We have : P — a tested plate of staniol, R — a reostat, R' — an agometer, Acc — an accumulator,

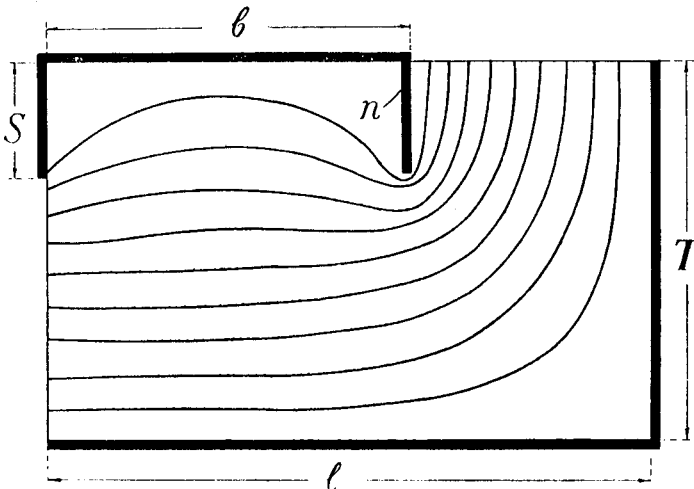


Fig. 10

G — a galvanometer, A — an ampermeter, I and II — buses, e — a needle for plotting the points.

In figs. 9 and 10 is given an example of the construction of stream-lines and equipotential lines for dams with three sheet-pilings of equal length. Only one symmetrical half of the permeable region has been reproduced on the plates above mentioned.

The author would like to point out the following advantages of the method proposed by him :

1°. This method is very simple and cheap and requires very little time for carrying out the experiments (3-4 hours for schemes of medium difficulty).

2°. This method gives results that entirely correspond to the exact theoretical solution, even in such complicated cases when the theoretical solution is very difficult or even quite unobtainable.

3°. By this method different cases of non-homogeneous grounds can be investigated. For example in fig. 11 are shown equipotential

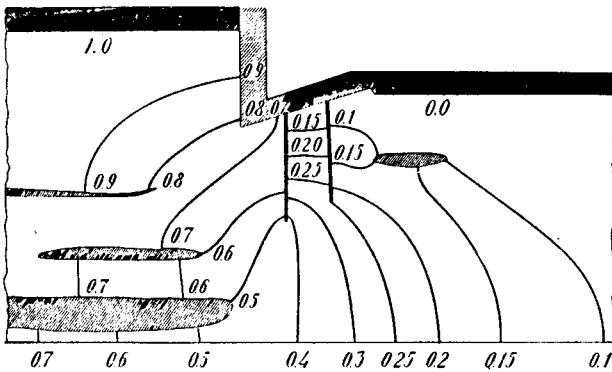


Fig. 11

lines constructed by the author for one case in the preparation of the design for the hydroelectrical installation on the river SVIR, U. S. S. R. By this method it is also possible to investigate considerably more complicated cases of non-homogeneous grounds, as has been the case in the practical work of the author.

4°. With some modifications this method is quite reliable for studying water percolation around dams (through banks) and also in case of a three-dimensional problem.

5°. Finally, the study of various special cases can be carried out according to the method of the author, as for example drainage of dam foundations, cracks in the fore-apron and so on. By this means the author has obtained, in his opinion, very interesting results.

§ 5. MAIN HYDROMECHANICAL CONCLUSIONS OF THE AUTHOR.

The principal considerations briefly indicated above (§ 4-3) allow us to draw the following important hydromechanical conclusions (for a homogeneous ground) :

(a). The values of the head-function $h(x, y)$ within permeable ground under a dam *do not depend* on the coefficient of percolation of this ground and depend *linearly* on the heads h_1 and h_2 (fig. 1) ; *the type of analytic expressions for the function $h(x, y)$ depends only on the type of the boundary contour* of the permeable area D .

(b). The fall of the heads h along the under-ground contour C_0 of a dam *does not take place according to the law of straight lines* ; on the contrary these heads vary according to *the law of complicated curves*.

(c). The values of the percolation velocities and the quantity of percolating water *are proportional* to the coefficient of percolation and the effective head $H = h_1 - h_2$, but do not depend on h_1 and h_2 . The type of analytic expressions for the components of velocities of percolation and for the quantity of percolating water is determined only *by the type of the boundary contour of the permeable area D* .

(d). The type of the same contour exclusively determines *the form of the stream-lines and of the lines of equal head* (i. e. the equipotential lines), but the form of these lines *depends neither on the values h_1 and h_2 , nor on the effective head H , nor on the coefficient of percolation*. Therefore, if we construct stream-lines and lines of equal head for some dam, say on sandy ground, these lines *will remain unchanged* also for clay, silt and other permeable grounds, under the condition that the boundary contour of the area D is as formerly.

(e). The hydromechanical elements of percolating flow under a dam according to the author's theory are expressed by means of *trigonometric, hyperbolic and elliptic functions*, as is shown in detail in the author's book « *The theory of ground water flow under hydrotechnical structures.* »

§ 6. THE AUTHOR'S HYDROTECHNICAL CONCLUSIONS.

The author makes the following main hydrotechnical conclusions from his work.

(A) For the designing of a dam on permeable foundations Bligh's method and other elementary or purely empirical methods are *absolutely insufficient*. When a dam is being designed, the chief elements of the flow must be computed on the basis of the *hydromechanical method* as indicated in the author's work.

(B). The method of *electro-hydrodynamical analogy* proposed by the author may be of considerable assistance not only for investigating the question but also for practical designing.

(C). The length of the path of percolation is no sufficient guarantee for securing the safety of structures on permeable foundations. The author particularly stresses that the essence of correct designing for such structures consists not in developing the length of the path of percolation, but *in selecting the rational type of the underground contour of the dam*.

(D). With a rational type of this contour the width of a dam base may be *considerably shortened*. The author considers the idea of such « shortened structures » *entirely admissible* for practical designing and indicates the resulting economy.

(E). The mechanics of permeable grounds under dams is still insufficiently elaborated in the hydrotechnics at the present time. In further investigations it is necessary to link up this question with *the hydromechanics of the underground flow*.

PROF. N. PAVLOVSKY

U. S. S. R., Leningrad,

12 septembre 1931.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM-1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 37

Prof. N.N. Pavlovsky and R.N. Davidenkov, Eng.
U.S.S.R., Leningrad.

THE PERCOLATION OF WATER THROUGH EARTHEN DAMS

I. HYDRAULIC METHOD APPLIED TO THE STUDY OF PERCO- LATION THROUGH THE EARTHEN DAMS.*

(Brief scheme)

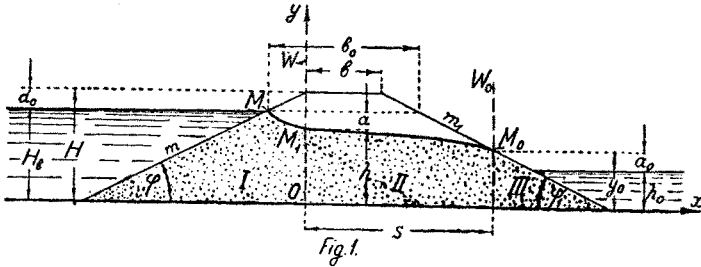
The following summary comprises the main conclusions of the author brought forth in his work « The Flow of the Water through Earthen Dams » (USSR, Leningrad, 1931). There is no doubt that the suggested *Hydraulic method* offers but an approximate solution of the problem, yet until more exact solutions, based on *Hydromechanic methods* are obtained, the method described below may be useful in designing earthen dams, as it has been confirmed by the practice in USSR.

The author considers the earthen dams** as a hydraulic system through which the movement of water takes place ; the parts

*) By Prof. N. N. Pavlovsky.

***) The solution is given for the dams built on impervious foundations : about dams built on permeable foundations see below (II, A).

of this system constitute one connected whole. In the case of a homogeneous earthen dam this system consists of three parts (fig.1):



(1) the upstream part, (2) the central part, (3) the down stream part. For dams with an internal puddle-wall or with an up-stream layer of clay-puddle this system is consequently more complicated, whereas for dams provided with drainage and also certain kinds of cofferdams this system is *simplified*.

For the homogeneous earthen dams the author obtained a system of 4 equations, corresponding to the case $h_0 > 0$:

$$\left. \begin{aligned}
 \text{I} \dots\dots\dots & \frac{q}{K} = \frac{H - d_0 - h}{m} \lg \text{nat} \frac{H}{H - h} ; \\
 \text{II} \dots\dots\dots & \frac{q}{K} = \frac{h^2 - (a_0 + h_0)^2}{25} ; \\
 \text{III} \dots\dots\dots & \frac{q}{K} = \frac{a_0}{m_1} \left[1 + \lg \text{nat} \frac{a_0 + h_0}{a_0} \right] ; \\
 \text{IV} \dots\dots\dots & s = b + m_1 \left[H - (a_0 + h_0) \right] ;
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

and for the case $h_0 = 0$:

$$\left. \begin{aligned}
 \text{I} \dots\dots\dots & \frac{q}{K} = \frac{H - d_0 - h}{m} \lg \text{nat} \frac{H}{H - h} ; \\
 \text{II} \dots\dots\dots & \frac{q}{K} = \frac{h^2 - a_0^2}{2S} ; \\
 \text{III} \dots\dots\dots & \frac{q}{K} = \frac{a_0}{m_1} ; \\
 \text{IV} \dots\dots\dots & s = b + m, (H - a_0) ;
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

In these equations the following quantities are known :

$$H ; d_0 ; h_0 ; m ; m_1$$

whereas the quantities :

$$h ; a_0 ; s ; \frac{q}{K}$$

must be determined out the said four equations. The symbols are indicated on fig. 1 ; q is the discharge of water for one meter of length of the dam, and K is the coefficient of percolation.

From the four equations (1) or (2) one may obtain an equation comprising only one unknown quantity a_0 , which determines the position of the last point M_0 of the line of saturation. After the quantity a_0 has been found, the remaining unknown quantities are also easily found and the line of saturation in the dam body may be plotted. In addition to this analytic mode of solving the equations (1) and (2) the author gives also a simplified *graphical method* which determines the main elements of the percolating flow in the dam body without complicated calculations.

On the basis of the equations (1) and (2) the author draws the following conclusions.

The form of the line of saturation in a homogeneous earthen dam does not depend on the coefficient of percolation of the dam material ; it is determined by the given hydraulic and geometric conditions. *The discharge of water is proportional to the coefficient of percolation.* For the *geometrically similar* profiles of the homogeneous earthen dams the corresponding lines of saturation are also similar. The increase of the top width of homogeneous earthen dams *but slightly influences* the down-stream part of the line of saturation and has also but a slight effect on the discharge of water through the dam. The down-stream part of the line of saturation *rises* for more flat down-stream slopes and *drops* for more flat up-stream slopes of the dam. The discharge of water increases for more steep up-stream or down-stream slopes.

For the earthen dams with an *internal puddle-wall* the author gives a system of seven equations or a simplified system of five equations (fig. 2).

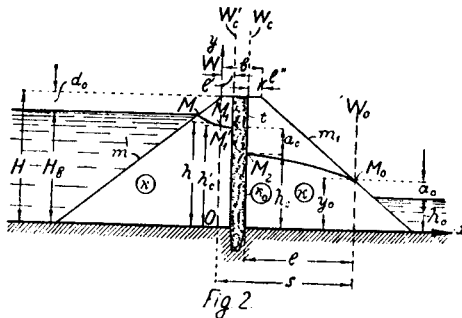


Fig 2.

$$\left. \begin{aligned}
 \text{I.} \dots\dots\dots \frac{q}{k} &= \frac{H - a_0 - h'_c}{m} \lg \text{nat} \frac{\frac{l'}{m} + \text{II}}{\frac{l'}{m} + \text{II} - h'_c}; \\
 \text{II.} \dots\dots\dots \frac{q}{k_0} &= \frac{h'_c{}^2 - h_c{}^2}{2l}; \\
 \text{III.} \dots\dots\dots \frac{q}{k} &= \frac{h_c{}^2 - (a_0 + h_0)^2}{2l}; \\
 \text{IV.} \dots\dots\dots \frac{q}{k} &= \frac{a_0}{m_1} \left[1 + \lg \text{nat} \frac{a_0 + h_0}{a_0} \right]; \\
 \text{V.} \dots\dots\dots l &= b + m_1 [\text{II} - (a_0 + h_0)] - (l + l').
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

The author obtains a substantial simplification, when considering this type of dam by applying the « virtual method » proposed by him, instead of the solution of the system (3). By this method the dam with an internal puddle-wall becomes analogous to the homogeneous earthen dam but with a correspondingly modified profile. The profile has to be modified in such a way that the horizontal dimensions of the cross-section of the given dam with a puddle-wall are increased so that the resulting new profile without a puddle-wall shows the same resistance to the movement of water as the given profile with a puddle-wall. Thus, for instance if we have a dam, as shown in fig. 2, it should be substituted in the calculations by the profile of a *homogeneous* dam the width of which at the top is equal

$$b_v = \sigma l + l' + l'', \dots\dots\dots (4)$$

where $\sigma = \frac{K}{K_0}$, K being the coefficient of percolation of the lateral parts of the given dam with a puddle-wall, and K_0 the coefficient of percolation of the puddle-wall. The form of the line of saturation for the dams with a puddle-wall depends on the ratio existing between K and K_0 and not on their absolute values.

For earth dams with an up-stream layer of clay-puddle the author proposes a system of five equations which are omitted here, owing to limited space of this report. For this type of dam there is also given by author a special « virtual method », simplifying the calculations. It should be noted that the author's method allows to *calculate* the losses of head in the internal puddle-wall and in the up-stream layer of the clay-puddle.

The author gives also the hydraulic calculations for various *earth dams with drainage*. The systems of the resulting equations characterize *theoretically* drainage as a suitable measure for the

abatement of the down-stream part of the line of saturation, this being confirmed by the American and European practice. The author's method may be also applied to certain cases of coffer dams protecting the buildings from water.

On looking over the problem, the author considers it possible to draw the attention of the engineers to sand dams of a « reduced profile », especially when these are provided with drainage since the latter decreases considerably the destructive influence of the flow of water on the downstream part of the dam.

It was found in comparing the proposed theory with the experimental results that the form of the theoretical lines of saturation agrees in a satisfactory manner with the form of the lines obtained by laboratory experiments. Further improvements of the proposed approximative *hydraulic method* can be expected when the question shall be studied according to *hydromechanical methods*. Nevertheless, the author considers that his research, as it is, contributes to a certain extent to the elucidation of one of the most difficult problems of hydrotechnics, i. e. of the problem of earthen dams.

II. EXPERIMENTS ON PERCOLATION THROUGH EARTH DAMS.*

The motion of the water percolating through earthen dams may be experimentally observed by means of various methods, for instance by the method of electro-hydrodynamical analogy used by Acad. N. N. Pavlovsky in studying the motion of underground waters below the dams. At present the Institute of Hydrotechnics applies this method to the experiments on the percolation of water through earthen dams. The simplest cases of such a percolation may be also studied in « hydraulic integrators » where the water runs between two parallel plates closely set together ; the clearance between these plates has in vertical plane the dimensions of the model. It is my means of this method that E. A. Zamarin, Eng. (Middle Asia Research Institute of the Water Economy) studied the percolation of water through earthen dams.

The most known is the method of experimentation with the models of earthen dams built of the same material, but of smaller size. This method was applied for checking Acad. N. N. Pavlovsky's theoretical dependencies. In addition to this there were performed

*) By R. N. Davidenkov, Eng.

observations over the percolation of water through several earthen dams erected in USSR. A description of these laboratory experiments as well as of the experiments carried out in the field follows. *

A. — *Laboratory Experiments.*

The main cycle of the laboratory experiments on water movement through earthen dams was carried out in 1928-29 at the Hydraulic Laboratory of the Scientific Institute of Amelioration in Leningrad.

The majority of the experiments was carried out in $3 \times 1 \times 0,7$ m. wooden cases, the level of the line of saturation being measured by means of pipes, perforated over the entire length and covered by a net. These pipes were connected at the bottom to glass piezometers supported on the side of the case.

The more recent experiments have been also performed in wooden cases but with one glazed side. The levels of the line of saturation were obtained in result of measuring by the electro-chemical method the water levels in the wells, which were sunken in the model till the surface of saturation. There is no doubt that the results obtained by the second method are more exact.

The majority of the earthen dams models was built of fairly uniform sand with an effective size of grain $d_0 = 0,265$ mm. and a coefficient of uniformity $\frac{d_{60}}{d_{10}} = 1,57$. The models were usually 50 cm. high. The discharge of water percolating through the model and sometimes also the pressure of the various points of its bottom were measured in addition to the determination of the position of the line of saturation in the model. The stability of the dam against the effect of the percolation flow was been studied simultaneously with the phenomenon of percolation.

The program of the experiments involved the following questions :

- (I) Percolation in dams built on impervious foundations.
 - (a) Influence of the slope inclination.
 - (b) Influence of the width of the dam at the top.
 - (c) Influence of the dam drainage.
 - (d) Influence of the material used for building the dam.

* See : « Experiments on percolation through earthen dams (Ussr ; Leningrad 1931).

(II) Percolation in dams built on permeable foundations.

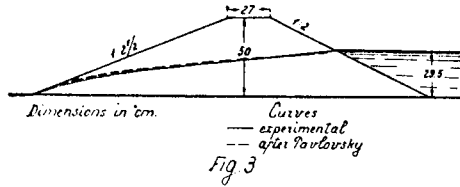
(e) Influence of the depth of the permeable layer under the dam.

(f) Influence of the depth of the underground water below the dam.

Sandy clay ground was used only in the experiments of item d of the program, whereas the other experiments were carried out with the above-mentioned sand.

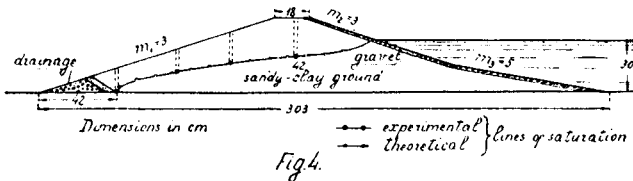
The experiments brought to the following results :

1) The experimental lines of saturation agree very well with the theoretical curves of Acad. N. N. Pavlovsky. The experimental curves consist of three parts : the first section of this curve is normal to the upstream slope, the second a rather long one drops but gently, and the last one drops steeply again when approaching the down-stream slope of the dam (fig. 3).



Thus the observed lines of saturation have nothing in common with a straight line.

2) The experimental and theoretical curves coincide not only for the testing on the sand-models, but also for models built of sandy-clay ground (fig. 4) which allows us to draw the conclusion that the line of saturation (for the homogeneous dams) does not depend on the coefficient of percolation of the dam-material.



3) Dams with more declivous down-stream slopes are more resisting to the washing out effect of the percolation flow. On the other hand the more declivous slopes are more wettened by capil-

lary water which is not desirable on account of danger from freezing and thawing of grounds comprising clayey particles.

4) The augmentation of the width at the top of the earthen dam does not increase the stability of the down-stream slope of the dam ; this result coincides with the theoretical conclusions of Acad. N. N. Pavlovsky.

5) Drainage of the dam is the best means of preventing the down-stream slope from sliding. When designing an earthen dam one must take into consideration that the saturation surface has to be kept at a certain distance from the down-stream slope of the dam. Otherwise some part of the slope may be wettened by capillary water, resulting in a decrease of the angle of repose of the dam material in the affected places and sometimes even in a sliding of the slope. Thus in dams with drainage the angle of the down-stream slope should be correlated with the capillary wetting of the lower part of the slope.

6) With the increase of the depth of the permeable foundation of the earthen dam the line of saturation drops, and the discharge of water running through and under the dam increases. The discharge may be theoretically determined by summing up the flow running through the dam (supposing that the foundation is impervious) and the percolation flow running under the dam (supposing now that impervious is the body of the dam). The calculation of the discharge of water in the latter case may be based on the formulae of the « Theory of the motion of underground water under the dams » by Pavlovsky.

7. The line of saturation intersected the down-stream slope even when the level of the underground water was fixed as some distance from the dam. (fig. 5).

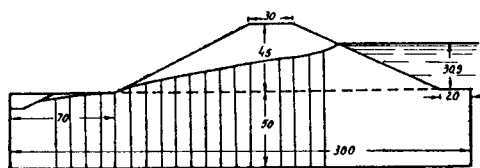


Fig 5

According to these experiments the conclusion can be made that the conjunction of the line of saturation with the level of the underground water without the rise of latter to the surface behind

the dam may take place only in few cases, if the geological characteristics of the foundation structure are favorable for this phenomenon, for inst. a permeable layer sloping toward the down-stream water.* In our experiments the level of underground water was fixed at a precise level, in fact it will rise together with the water level in the reservoir and the conjunction of the line of saturation with the level of underground water without its rise to the surface is even more doubtful.

B. Experiments on the existing earthen dams.

The following experimental works have been carried out in the field :

1) Observation over the position of the line of saturation in the dam body.

2) Determination of the coefficient of percolation of the dam material.

3) Measuring of the discharge of water percolating through and under the dam.

4) Determination of the modification of wettness of the dam body at various heights. This allows to judge of the height of the capillary zone and to determine the pressure at the various points of the dam profile.

The experimental works have been carried out on several dams in the Lower Volga region (1929) and in Donbass (1932). The experiments on the Volga-region dams were confined to items 1 and 2, whereas the experiments on the Donbass dams covered all items. The results of the recent investigations have not been as yet elaborated.

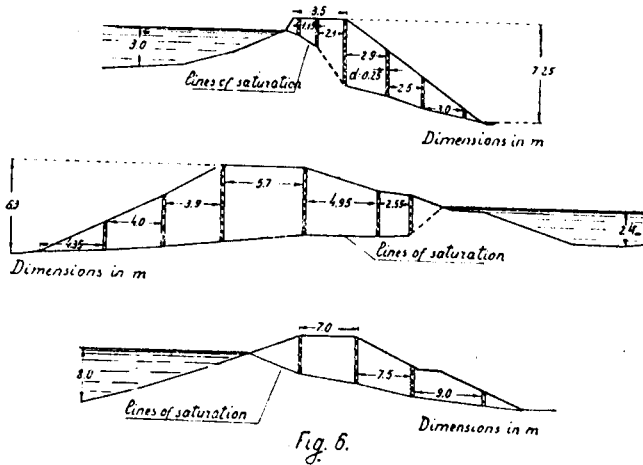
The above mentioned experiments brought to the following results.

1) The saturation surfaces observed in the body of the earthen dams show that the line of saturation has nothing in common with a straight line (fl. 6) ; the upper dam comprises a central puddle — core, the middle dam — a slimed upstream slope (the pond is filled with thawed water comprising a large amount of sediments).

2) In addition to percolation taking place in the planes normal to the axis of the dam, there is also percolation flow moving from the shores toward the axis of the valley.

*) It is doubtful that a dam will be erected in such a place.

The other data refer to individual cases and cannot be as yet generalized.



III. CONCLUSION.

Summarizing the above mentioned statements one may say that the experiments performed cast light upon many questions connected with percolation through earthen dams, for inst.: the form of the line of saturation and its dependance on the dam profile, and on the levels of the up-and downstream water; the stability of the down-stream slope depending of various steepness of this slope and of the width of the dam at the top: the work of the dam drainage. If the questions connected with percolation may be quantitatively determined, since for the geometrically similar profiles the lines of saturation are also similar, the stability of the earthen dam in our experiments could be determined only from the qualitative standpoint. Yet when designing an earthen dam it is necessary to know not only its percolations characteristics, but also the angle of repose of the dam material for the various states of wetness and in connection with the height of the dam.

At present the Sc. Inst. of Hydrotechnics studies this question and tries to find a laboratory method for determining the angle of repose and the cohesion of earth materials.

In addition to this, observations are performed over the already existing dams and the being under construction of the USSR.

SUMMARY

I. — Hydraulic Method applied to the Study of Percolation through the Earthen Dams.

The author considers the earth dam as a hydraulic system through which motion takes place; the different parts of this system constitute altogether one connected whole. In the case of a homogeneous earth dam this system consists of three parts: I. — the upstream part, II. — the central part, III. — the down-stream part. For dams with an internal puddle-wall or with an up-stream layer of clay-puddle this system is respectively more complicated, whereas for dams supplied with drainage and also for certain kinds of coffer-dams this system is simplified.

For homogeneous earth dams the author obtained a system of 4 equations and for earth dams with an internal puddle-wall a system of 5 equations.

On solving these equations we can determine the discharge of water percolating through the dam and plot the line of saturation.

Besides the author gives systems of equations also for other cases above mentioned.

Further improvements of the proposed approximative hydraulic method can be expected when the question shall be studied according to hydromechanical methods.

II. — Laboratory Experiments.

The experiments on the models of earthen dams were carried out in 1928-1931 at the Scientific Institute of Amelioration and at the Scientific Research Institute of Hydrotechnics.

The program of the experiments involved the following questions:

1. — Percolation in dams on impervious bases.

- a) Influence of the steepness of the slope.
- b) Influence of the width of the dam at the top.
- c) Influence of the drainage of the dam.
- d) Influence of the material used for the dam.

2. — Percolation in dams on permeable bases.

- a) Influence of the depth of the permeable layer under the dam.

The results of the experiments may be summarized as follows:

1. — The experimental lines of saturations agree very well with the theoretical curves of Acad. N. N. Pavlovsky.

2. — The experimental and theoretical curves coincide not only when experimenting with sand models, but also for models made of sandyclayey ground, which allows us to make the conclusion that the line of saturation (for homogeneous dams) does not depend on the coefficient of percolation of the dam body.

3. — The increase of the width of the dam at the top does not increase the stability of the down-stream slope of the dam, This result agrees with the theoretical conclusions of Acad. N. N. Pavlovsky.

4. — The best means of protecting the down-stream slope from sliding consists in draining the dam.

5. — With the increase of the depth of the permeable base of the earthen dam, the line of saturation drops, whereas the water flow through and under the dam increases. Thus, if we shall draw a line of saturation for dam built on a permeable base and from this assume a dam with an impervious base, we then obtain the heighest position of the line of saturation. The discharge of water may be determined theoretically by the sum of the following: The flow through the dam (under the assumption that the base is impervious) and the percolating under the dam (assuming now that impervious is the body of the dam). The water discharge in the latter case may be figured out by means of the formulae of the «Theory of the motion of underground water under the dams», by N. N. Pavlovsky.

III. — Experiments on the Existing Earthen Dams.

The following experimental works have been carried out in the field:

1. — Observations over the position of the line of saturation in the dam body.

2. — Determination of the percolation coefficient of the dam material.

3. — Measuring of the discharge of water percolating through and under the dam.

4. — Determination of the angle of the internal friction and of the force of cohesion in the undamaged ground samples taken from varous points of the dam profile.

The above mentioned experiments allowed to draw the following conclusions:

1. — The saturation surfaces observed in the body of the earthen dam have nothing in common with a straight line.

2. — In addition to the percolation taking place in the planes normal to the center line of the dam, there exists also a percolation flow from the shores toward the center line of the valley.

The other data obtained refer to individual cases and cannot be as yet generalized.

IV. — Conclusions.

Summarizing the above mentioned statements one may say that the experiments performed cast light upon many questions related with percolation through earth dams, for instance: the form of the line of saturation and its dependence on the dam profile and on the levels of the up- and down-stream water, the stability of the down-stream slope depending on its steepness and on the width of the dam at the top; the work of the drainage of the dam. Whereas the phenomena connected with percolation could be determined quantitatively, (since for the geometrically similar profiles, the saturation lines are also similar), the stability of the earth dam in our experiments could be determined only from the qualitative point of view. Yet, when designing an earthen dam, in addition to the knowledge of its percolation characteristics, one must also know the angles of repose of the dam material for the various rates of wettness and in connection with the height of the dam. At present the Scientific Institute of Hydrotechnics is studying these questions, trying to find a laboratory method of determining the angle of repose and the cohesion of earth materials. In addition to this observations will be made over the already existing dams and the dams under construction in USSR.

RESUME

I. — La méthode hydraulique appliquée à l'étude de l'infiltration à travers les barrages en terre.

L'auteur considère le barrage en terre, perméable, comme un système hydraulique. Les différentes parties de ce système, en se reliant entre elles, forment un tout. Dans le cas d'un barrage homogène ce système comprend trois parties :

- 1) la partie amont,
- 2) la partie centrale,
- 3) la partie aval.

Pour les barrages qui ont une partie imperméable interne ou un bouclier d'argile imperméable sur la face amont, le système se complique; il se simplifie au contraire pour les barrages qui comportent un drainage et pour certains types de barrages temporaires.

Pour les barrages homogènes, l'auteur établit un système de quatre équations, et pour ceux à paroi interne peu perméable, un système de cinq équations. La solution de ces équations détermine le débit d'eau filtrant au travers du barrage et permet de tracer la courbe de saturation.

En outre, l'auteur donne des systèmes d'équations pour les autres cas cités plus haut.

La méthode hydraulique approximative exposée ici pourra être perfectionnée quand la question sera étudiée d'accord avec les méthodes hydromécaniques.

II. — Expériences de laboratoire.

Dans le courant des années 1928-1931, *l'Institut Scientifique des Améliorations*, dénommé plus tard *Institut Scientifique des Recherches Hydrotechniques*, a exécuté dans ses laboratoires une série d'expériences sur des modèles de barrages en terre.

Le programme comportait les questions suivantes :

1. — Infiltration à travers des barrages établis sur un sol imperméable.

- a) Influence de la pente du talus.
- b) Influence de la largeur du barrage à son sommet.

c) Influence du drainage du barrage.

d) Influence des matériaux composant l'ouvrage.

2. — *Infiltration à travers des barrages établis sur un sol perméable.*

a) Influence de la profondeur de la couche perméable sous-jacente.

Le résultat de ces expériences peut être résumé ainsi:

1) Les courbes expérimentales de saturation concordent parfaitement avec les courbes théoriques de l'académicien N. Pavlovsky.

2) Les courbes expérimentales et théoriques concordent, non seulement pour les modèles en sable, mais aussi pour ceux en sable argileux. Cela permet de dire (en parlant des barrages homogènes) que la courbe de saturation ne dépend pas du coefficient d'infiltration du corps du barrage.

3) L'élargissement du barrage au sommet n'augmente pas la stabilité du talus aval, ce qui correspond aux conclusions théoriques de l'académicien N. Pavlovsky.

4) Le drainage du barrage est le meilleur moyen de prévenir les éboulements du talus aval.

5) Si l'on augmente la profondeur de la couche du sol perméable, sur laquelle est bâti le barrage, la courbe de saturation s'abaisse et le débit général de l'infiltration au travers et au-dessous du barrage augmente. Ainsi donc, si nous avons un barrage établi sur un sol perméable et si nous traçons une courbe de saturation correspondant à un sol sous-jacent impénétrable, nous obtenons pour la courbe la position la plus haute, c'est-à-dire la plus désavantageuse de toutes au point de vue du travail de l'ouvrage. Quant au débit d'infiltration, il peut être obtenu théoriquement en faisant la somme du débit traversant le barrage (le sous-sol supposé impénétrable) et du débit filtrant par dessous le barrage (en supposant maintenant la base impénétrable). Dans ce dernier cas, le résultat peut être calculé à l'aide des formules de la «Théorie du mouvement des eaux souterraines sous les ouvrages hydrotechniques» de l'académicien N. Pavlovsky.

III. — *Expériences sur les barrages déjà construits.*

Ces expériences ont porté sur les points suivants:

1. — Observation de la position de la courbe de saturation dans le corps du barrage.

2. — Détermination du coefficient d'infiltration des matériaux des barrages.

3. — Mesure du débit de l'eau filtrant au travers et au-dessous du barrage.

4. — Détermination de l'angle de frottement interne et de la force de cohésion pour les échantillons de terre prélevés sans altération en plusieurs points du profil du barrage.

Ces travaux ont permis d'établir ce qui suit:

1) l'observation du niveau de l'eau dans le corps du barrage montre nettement que la courbe de saturation n'est jamais une ligne droite;

2) le courant d'infiltration se manifeste non seulement dans les plans perpendiculaires à l'axe du barrage, mais il en existe aussi un partant des rives et se dirigeant vers l'axe de la vallée.

Les autres données recueillies se rapportent à des cas particuliers et il serait prématuré de les généraliser.

IV. — Conclusions.

En résumé, les expériences citées dans le rapport ont éclairci bien des questions relatives à l'infiltration à travers les barrages: forme de la courbe de saturation et la façon dont elle dépend de certaines conditions (profil du barrage et niveau de l'eau d'amont et d'aval); stabilité du talus relativement à son inclinaison et à la largeur du barrage au sommet; travail du drainage du barrage.

Les questions relatives à l'infiltration peuvent se calculer quantitativement, puisque les courbes de saturation dans les profils géométriquement semblables sont également semblables. Par contre, les expériences n'ont pu éclairer que qualitativement les questions de stabilité du barrage. Pourtant, il est indispensable, quand on fait le projet d'un barrage en terre, de considérer non seulement les problèmes d'infiltration, mais encore de connaître l'angle de rupture du matériau composant la digue dans des conditions d'humidité et des hauteurs d'ouvrages différentes.

L'Institut Hydrotechnique dirige actuellement ses recherches de ce côté. Il tente de trouver une méthode permettant de déterminer l'angle de frottement des terres; en outre, il organise l'observation continue des barrages existants de l'U. R. S. S. aussi bien que de ceux encore en construction.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 39

The earth embankments along the Göta Canal

By N. TERSMEDEN

*Chief Engineer, Göta Kanalverk, Motala,
Captain of the Royal Corps of Highway and Waterway Construction.*

To the history of the Göta Canal, constructed 1810-1832, are attached two great names, Balzar von Platen and Thomas Telford. The former, a Swedish admiral, took the initiative to the canal, he was also designer and leader of the enterprise. He possessed thorough knowledge in the art of canal building, won by journeys in many European countries and by studies of the illustrious contemporary works by the Frenchman de la Lande, the German Woltman and the Englishmen Phillip and Jepson. Considering the great responsibility of leading the big enterprise of the Göta Canal, von Platen in spite of his great experience summoned the great canal builder of England, Thomas Telford, to whom he submitted his projects and whose advice he followed.

This farsightedness was characteristic of von Platen leadership. His doings during the time of construction also show this feature. Von Platen perceived that one of the most important problems of canal building is the tightening of the earth banks. Also now he turned to English experience employing English foremen skilled in such work. That he highly valued their help appears from contracts, stipulating salaries higher than those of the engineer in charge ;

the value of the Swedish « riksdaler » as compared with the English pound after the Napoleonic wars cannot alone account for this circumstance.

I will here in a few words mention how the banks of the canal were made watertight by means of puddling. Unfortunately, there are no descriptions how the puddles were made, but from some old drawings and later observations one can get an approximate idea about these works.

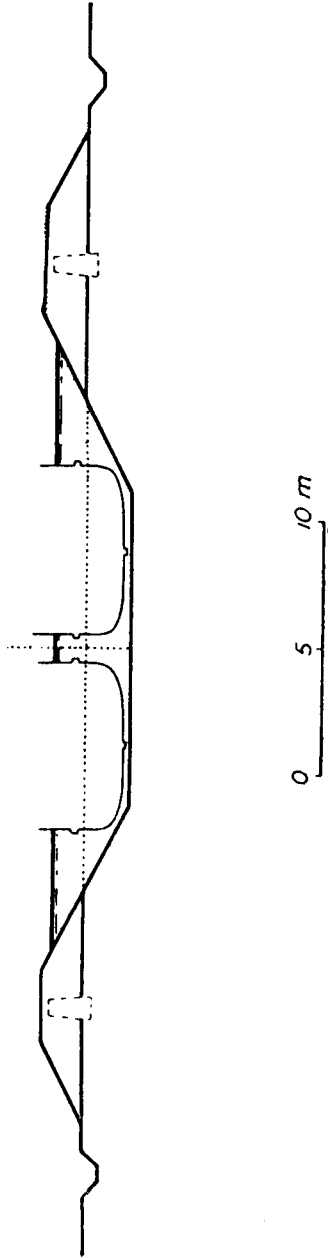
The Göta Canal forms the middle and the eastern part of the canal connecting Kattegatt and the Baltic. The western part of the canal between Kattegatt and Lake Vänern is called the Trollhätte Canal. The Göta Canal thus commences at Lake Vänern 43 m above sea level and passes the watershed between Lake Vänern and Lake Vättern at 92 m height. The continuation is partly formed by Lake Vättern and several smaller lakes in Oestergölland. The total length of the canal is 190 km. Between the lakes the canal is artificial and runs at the side of the natural watercourses. The length of the artificial canal is 87 km and its depth 3 m.

The canal has generally been drawn so, that the excavated earth masses should be sufficient for the banks. As long parts of the canal run on side-sloping ground, it has generally only been necessary to build one bank usually to a height of 3 m, at several places however up to 6 m. The top-width 3 to 6 m, the slope 1 : 1.5, to 1 : 2. Where the ground has had less bearing power the outer slope has been made with some large berms. The lowest berm is formed by the top of a stone counter bank.

Where the ground has had good bearing power and the used earth masses have been impermeable, low banks have been tipped without puddles.

In those places, however, where the banks are higher or the ground has had insufficient bearing power or been permeable, puddles have been used. These consist of a core of puddled clay (probably used alone) placed in the middle of the bank (see fig.). The core is placed in a foundation trench, the thickness and the battering of the puddle correlating to the height of the bank. As there are banks with a height up to 6 metres, at which no leakage has occurred, the method seems to have been successful. The bottom of the canal has generally been covered with a layer of clay.

In those places, where the ground is soft, the banks have been placed on grillage of planks and timber or on fascines, and furthermore counter-banks have been constructed.



Of course, it was not possible to avoid leakages entirely, but the most of them appeared only during the first decades after the construction of the canal. These leaks have generally occurred where no puddle was made, where the ground was soft or pervious to water. In one case where the leakage comprised a comparatively long stretch under a not particularly high bank on soft ground, leaks were tightened by lining the whole canal bottom and the sides with a layer of puddled clay. Later on the same bank has settled a little, which in its turn required filling up, but no repeated leakage of any importance has taken place.

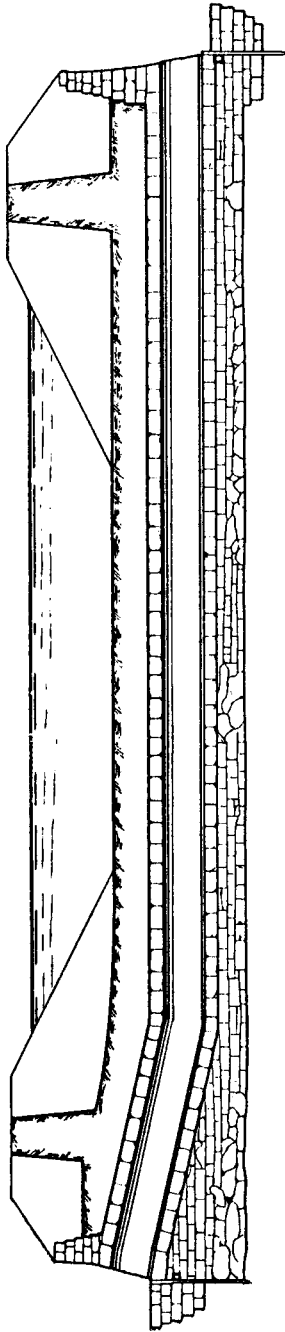
In a few other cases it has happened that the bank has slipped. At one slip it was discovered that the water had percolated deep under the bank through a stratum of gravel. Before the bank was rebuilt, the stratum of gravel was removed and the puddle-core was carried down to 3 metres under the canal bottom. The same remedy was used in other cases even greater depths than 3 m being used. In these places there is no more leakage.

During the last 40 years leakage has really only occurred in such places where the banks lie on artificial foundation. These leaks have been repaired by tipping new counter-banks or enlarging previous ones and by sheetings in front of the puddle-core. In some cases new puddle-cores were substituted for the old ones.

With regard to the long extension of these banks one can say that the leakage has been extremely small and that the methods of tightening have turned out to be very successful.

The canal crosses some small watercourses. These have been lead under the canal in culverts, built of hewn stone, usually granite. The culverts are in most cases made as vaults, comprising from one to four arches. In those cases where a rock-bed has not been available, a bed of logs and planks has been constructed for the culvert. Puddled clay has been placed on top of the culvert (see the figure).

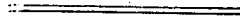
The culverts have as a rule proved watertight and only in few cases, essentially where culverts were combined with exhaust valves from the canal, leakages have occurred. In these places it was found necessary to plug the exhausting devices with clay. During the last ten years several culverts have been drained and examined, whereby it has been proved that the arches were extremely carefully made and well preserved. The joints were certainly somewhat corroded and some single stones cracked, but no deformations whatsoever could be discovered, nor any traces of leakage. Evidently, the puddles also here have proved efficient.



0 5 10 15 20 m

Clay has also been used at the locks for lightening purposes. The locks are generally founded on the natural rock. Even when the locks have been excavated in the rock, the lock walls have been constructed in masonry with the exception of a few cases. This is also the case as regards the sills. Close to the sills are sheet-pilings and puddles. The method has proved exceedingly reliable, as leakages have scarcely occurred through any sill. Clay was puddled behind the lock walls as well.

The research work indicates that machines have been used in order to temper the clay for the puddles.



ZUSAMMENFASSUNG

Die Erdwälle wurden in den Jahren 1810--1832 gebaut, wobei der englische Kanalbauer Thomas Telford mitwirkte und in England gebrauchte Methoden für die Dichtung der Kanaldämme anwendete. Die grosse Bedeutung, die von der Bauleitung diesem Detail beigemessen wurde, wird hervorgehoben. Die über ein Jahrhundert alte Anlage fungiert heute noch ausgezeichnet.

Der künstliche Teil des Kanales ist 87 km lang. Die Höhe der Dämme schwankt zwischen 3 bis 6 m. Die Dichtung besteht aus einem in der Mitte des Dammes angeordneten Kern von geknetetem, wahrscheinlich nicht mit Sand vermischem Ton. An mehreren Orten ist der Kanalboden durch Auflegen einer Tonschicht gedichtet worden. Schliesslich werden Tondichtungen bei Dückern und Schleusen erwähnt.

RESUME

Les digues en terre ont été construites dans la période 1810-1832. Le bâtisseur de canaux, l'Anglais Thomas Telford, a prêté son concours à ce travail. Il employait les méthodes usitées en Angleterre pour rendre les digues étanches. On souligne l'importance attachée à ce détail par la direction des travaux. L'installation plus que séculaire fonctionne aujourd'hui très bien.

La partie artificielle du canal a une longueur de 87 km. La hauteur des digues varie entre trois et six mètres. L'étanchéité du remblai est assurée par un noyau central d'argile pilonnée et probablement pure, ne contenant point de sable. En plusieurs endroits on a couvert le plafond du canal d'une couche d'argile pour assurer l'étanchéité. Finalement on cite les étanchements d'argile faits aux conduits et aux écluses.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 45

Electrodynamische Untersuchung von Potentialströmungen in Flüssigkeiten ins besondere angewendet auf ebene Grundwasserströmungen ⁽¹⁾

Prof. IR. C. G. J. VREEDENBURGH und IR. O. STEVENS

Bandoeng, Niederländisch Indien

Bekanntlich besteht eine Analogie zwischen den Differentialgleichungen, welche die Strömung von Wasser durch eine Erdmasse beherrschen und den eines elektrischen Stromes durch einen leitenden Stoff.

Beschränkt man sich auf ebene (zweidimensionale) Grundwasserströmungen, dann ist es möglich durch ein elektrodynamisches Experiment das Strömungsfeld zu untersuchen, sowohl für den Fall dass die Erdmasse homogen ist, wie auch für den Fall dass der Durchlassungskoeffizient sich willkürlich ändert.

Im ersten Fall nimmt man für den elektrischen Leiter eine electrolytische Flüssigkeitsschicht von gleicher Dicke, im zweiten Fall entweder eine Schicht deren Dicke wechselt mit dem örtlichen Durchlassungskoeffizient der Erde oder mehrere Flüssigkeitsschich-

(1) Selbstreferat. Die ausführliche Veröffentlichung soll seinerzeit der Zeitschrift :
« De Ingenieur » (Holland) angeboten. werden.

ten konstanter Tiefe deren spezifische Widerstand mit dem Durchlassungskoeffizient variiert.

Selbstverständlich muss die äussere Form des Flüssigkeitsleiters gleich sein der des Strömungsfeldes, welches immer eingeschlossen wird von zwei Strömungslinien und zwei Potentiallinien.

Das electrodynamische Experiment kann nun auf zweierlei Weisen vorgenommen werden.

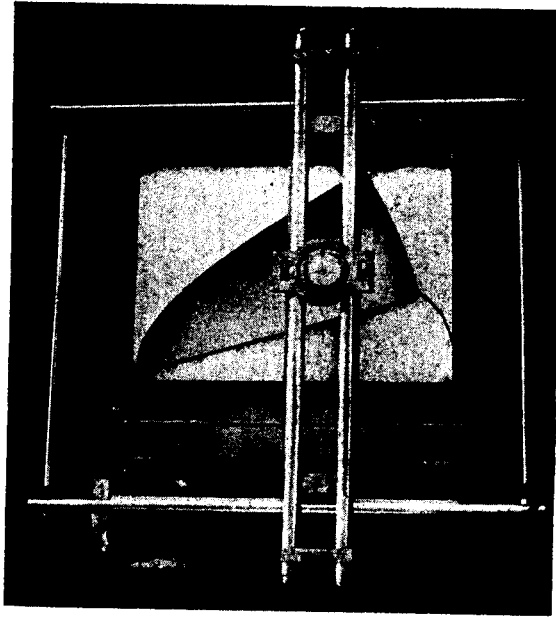


Abb. 1.

1. — Bringt man längs den beiden Grenzlinien gleichen Potentials (gleicher Standhöhe der Grundwasserströmung) Elektroden an und lässt man zwischen diesen einen elektrischen Strom übergehen, so stimmen die Linien gleichen elektrischen Potentials überein mit den Linien gleicher Standhöhe der Grundwasserströmung, und die elektrischen Stromlinien mit den Strömungslinien des Grundwassers.

2. — Bringt man längs den beiden Grenzströmungslinien Elektroden an, so stimmen die Linien gleichen elektrischen Potentials überein mit den Strömungslinien des Grundwassers, und die elektrischen Stromlinien mit den Linien gleicher Standhöhe der Grundwasserströmung.

Im Falle einer homogenen Erdmasse muss bei beiden Analogieen die Flüssigkeitsschicht (Dicke des schichtartigen Leiters) konstant sein.

Im Falle einer ganz willkürlich wechselnden Durchlässigkeit der Erde muss bei Anwendung der Analogie 1. die Dicke der Flüssigkeit dem örtlichen Durchlassungskoeffizienten proportional sein, dagegen bei Anwendung der Analogie 2. umgekehrt proportional. Die Tiefenunterschiede dürfen aber nicht zu gross sein, damit der elektrische Strom nicht zu viel von einem zwei-dimensionalen abweicht.

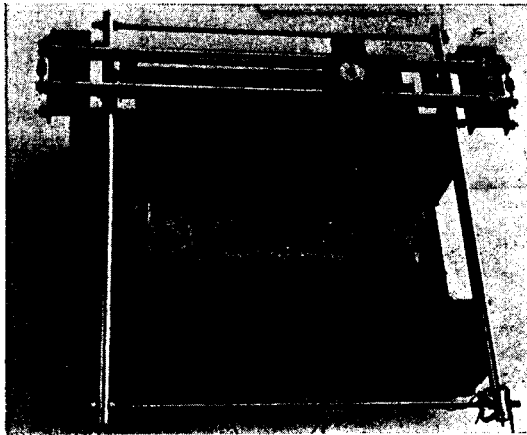


Abb. 2.

Besteht die durchströmte Erde aus einigen Gebieten mit verschiedener aber in jedem Gebiete konstanter Durchlässigkeit, dann scheint es darum wünschenswerter die Flüssigkeitstiefen konstant zu halten und mehrere Flüssigkeiten (Elektrolyte) anzuwenden mit variablem Widerstand, welche mittels dünner steifen Zwischenwände längs den Gebietsgrenzen von einander getrennt sind. Der spezifische Widerstand jeder Zwischenwand muss möglichst dem einer der beiden geschiedenen Elektrolyte gleich sein.

Bei dieser Anordnung muss bei Anwendung Analogie 1. der spezifische Widerstand jeder Flüssigkeit dem Durchlassungskoeffizienten der Erde umgekehrt proportional sein, dagegen bei Anwendung der Analogie 2. gerade proportional.

Die Abbildungen 1, 2 und 3 zeigen die Versuchseinrichtung wie sie vom Laboratorium für Technische Mechanik an der Techni-

sehen Hochschule in Bandoeng zur Untersuchung von Potentialströmungen angefertigt worden ist.

Betreffs der Grösse des Apparates kann noch bemerkt werden, dass die äusseren Abmessungen: 1.50 m \times 1.70 m betragen.

Bisher wurden aber nur Wasserströmungen untersucht in Erde mit konstantem Durchlassungskoeffizient, während dabei immer die Analogie 1. benutzt wurde.

Als Flüssigkeit wird gewöhnliches Leitungswasser gebraucht, während man zur Vermeidung von Polarisationserscheinungen Wechselstrom benutzen muss.

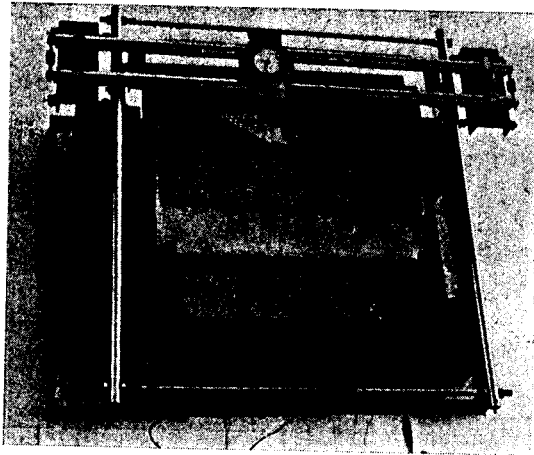


Abb. 3.

Abb. 1. betrifft die Untersuchung eines Strömungsbildes bestehend aus zwei Systemen konfokaler Parabeln als Strömungs- und Potentiallinien, die Abb 2 und 3 die Untersuchung der Hälfte des Strömungsbildes einer erhöhten Leitung gemäss Abb. 4 und zwar so, dass in Abb. 2 das Strömungsfeld begrenzt wird von der wirklichen phreatischen Linie und in Abb. 3 von einer geraden Grenzlinie.

Der längliche Raum mit Mösslineal ist der Messkanal in welchem der Potentialabfall linear ist.

Das Schaltungsschema ist wie Abb. 5 zeigt.

Verbindet man einen Punkt des Flüssigkeitsleiters mit einem Punkt in der Flüssigkeit des Vergleichskanales und fliesst durch den Verbindungsdraht kein Strom, so stimmt das Potential im

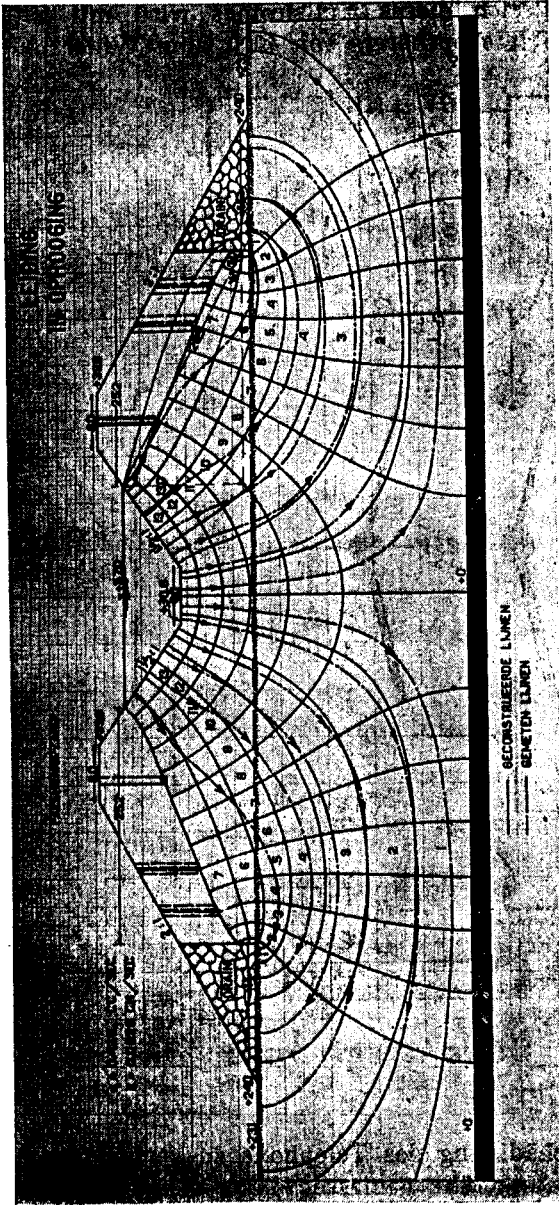
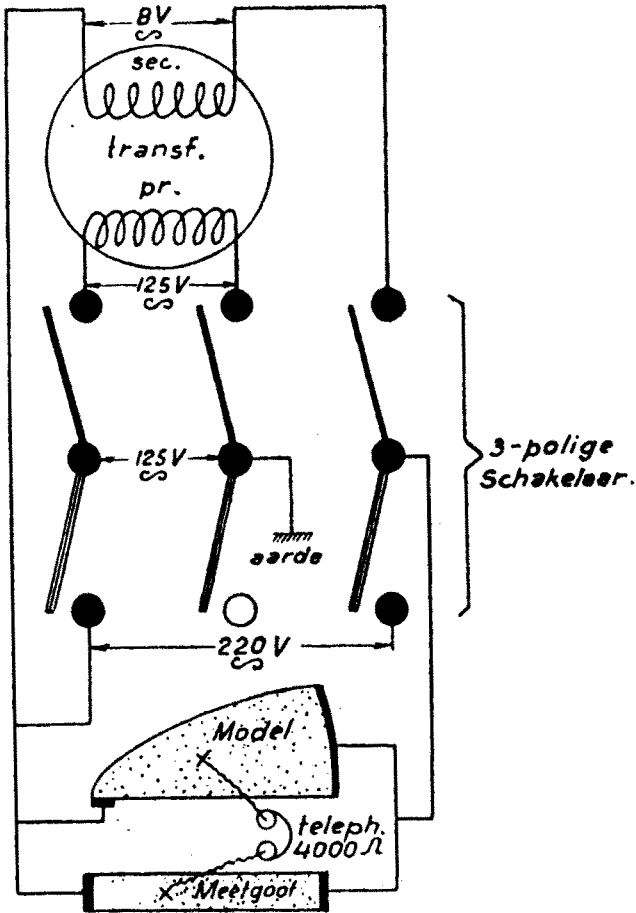


Abb. 4.

Punkte des Strömungsfeldes offenbar überein mit dem im Messkanale, welches am Lineale abgelesen wird.

Das Auftreten dieses Nullstromes wird mit Hilfe eines gewöhnlichen Radiokopfhörers von 4000 Ohm Widerstand beobachtet.



Schakelschema.

Abb. 5.

Um Beschädigung des Telephons zu vermeiden, wird das Potential zuvor ungefähr gemessen unter Anwendung einer elektrischen Spannung von 8 Volt, während nacher zur genauen Messung umgeschaltet wird auf 220 Volt.

Die Untersuchung des parabolischen Strömungsfeldes von wel-

stimmen Durchflussmengen weichen durchschnittlich nur um 2 % von den theoretisch richtigen Werten ab.

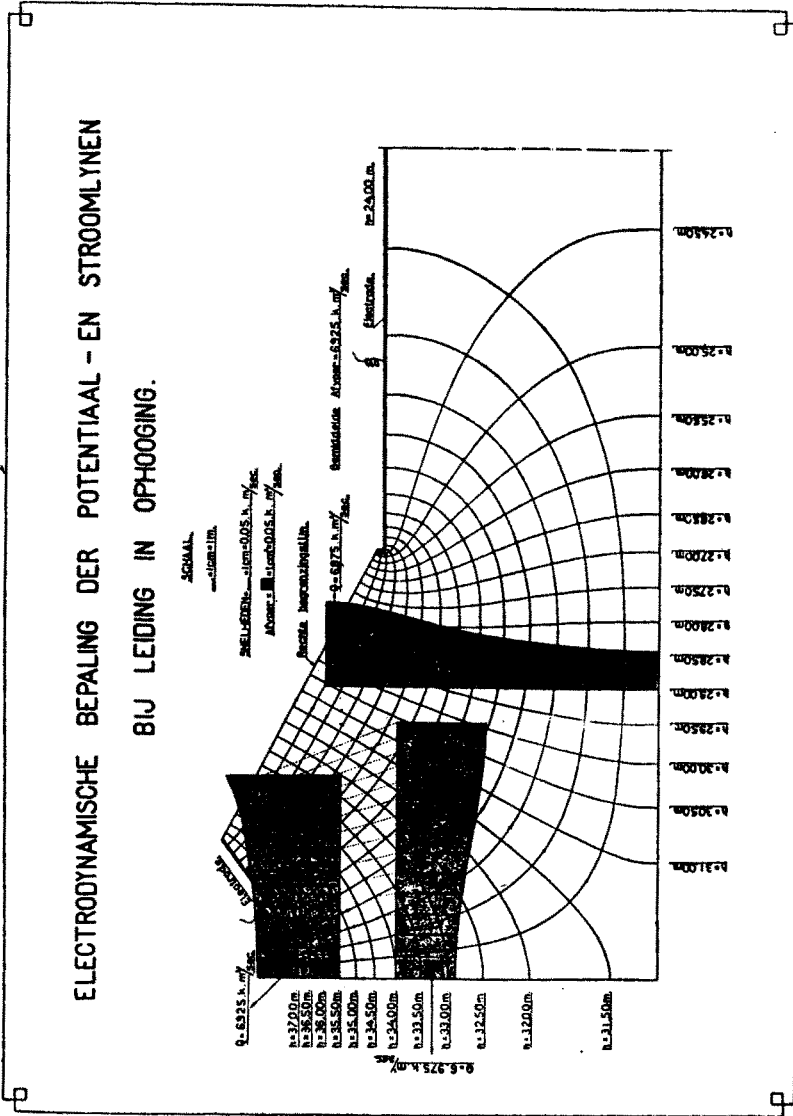


Abb. 8.

In Abb. 7 sind die Messresultate gegeben für den in Abb. 2 dargestellten Fall (erhöhte Leitung).

Vergleicht man das Strömungsbild mit dem der Abb. 4, welches die Beobachtungsergebnisse enthält von *Prof. de Vos*, gefunden bei einem Versuch mit einem Erddamm, nachgeprüft mit Hilfe der graphischen Methode, so kann man die Uebereinstimmung letzterer mit dem theoretisch richtigen Strömungsbild für die Praxis als in jeder Hinsicht befriedigend achten.

Wie schon bemerkt wurde, ist in Abb. 2 der Fall dargestellt der erhöhten Leitung unter Benutzung der richtigen phreatischen Linie. Diese war nämlich bekannt aus dem Versuch von *Prof. de Vos* (Abb. 4).

Wenn dies aber nicht der Fall wäre, so könnte man für diese Grenzlinie eine gerade Linie annehmen, welche den oberen mit dem unteren Wasserspiegel des Dammes verbindet (Abb. 3).

Die Messresultate für diesen Fall sind in Abb. 8 dargestellt. Die Durchflussmengen sind praktisch dieselben, während auch das Strömungsbild wenig verschieden ist (vergl. Abb. 7).



LITERATUR.

1. — *G. I. Taylor* and *C. F. Sharman*. Proceedings of the Royal Society, A. Vol. 121, 1928, p. 194-217. «A mechanical method for solving problems of flow in compressible fluids.

2. — *G. I. Taylor*. Proceedings 3rd. International Congress for applied mechanics, Stockholm, 1930, p. 263-275: «The flow round a body moving in a compressible fluid».

3. — *H. Gerber* und *J. Ackeret*. Escher Wyss, Mitteilungen No. 6, 1928, p. 171-176: «Experimentelle Methoden zur Ermittlung von Potential-Strömungsbildern.»

4. — *A. I. Fidmann* et *A. B. Ossokin*. XV^e Congres International de Navigation, Venise 1931. 1^{re} Section, 1^{re} Question: «Pression hydraulique sous les barrages».

5. — *Prof. Ir. H. C. P. de Vos*. De Waterstaatsingenieur No. 11 1929: «Eenige beschouwingen omtrent de verweekinslijn in aarden dammen»,

6. — *Prof. Ir. H. C. P. de Vos*. De Waterstaatsingenieur No. 3 1930: «Onderzökingen verricht in het waterloopkundig laboratorium der Technische Hoogeschool te Bandöng ter bepaling van den vorm der verweekingslijn in aarden dammen».

7. — *Prof. Ir. C. G. J. Vreedenburgh*. De Ingenieur No. 43 1930. Algemeen gedeelte: «Eenige experimenteele onderzökingmethoden in de mechanica». (B).

ZUSAMMENFASSUNG

Die elektrodynamische Methode eignet sich ausgezeichnet zur Untersuchung von Grundwasserströmungen.

Mittels dieser Methode ist es auch möglich, zweidimensionale Wasserströmungen zu untersuchen, die durch Erde mit veränderlicher Durchlässigkeit fließen.

Die Strömungs- und Aequipotentiallinien, welche im Laboratorium mit einem erdenen Körper auf verkleinertem Maszstab gewonnen werden, stimmen mit einer für die Praxis befriedigenden Genauigkeit, mit dem theoretischen Strömungsbilde überein; vorausgesetzt dass beim Versuch der Einfluss der Kapillaritätsströmung so viel als möglich ausgeschaltet wird, und das erhaltene Strömungsbild mit Hilfe der graphischen Methode nachgeprüft wird.

SUMMARY

The electrodynamical method is very suitable for the test of undergroundwaterflows.

By means of this method it is also possible to test twodimensional waterflows through earth, with variable coefficient of percolation.

The stream- and equipotentiallines obtained by laboratory tests with an earth-body on reduced scale, are for practical application fairly well identical with the theoretical field of flow, provided that by the test the influence of the capillary-flow is eliminated as well as possible, and the results are verified by means of the graphical method.

RESUME

La méthode électrodynamique convient très bien pour l'examen des courants d'eau souterraine.

Au moyen de cette méthode il est possible aussi d'examiner des courants d'eau souterraine plans, traversant des couches dont le coefficient de perméabilité varie d'une façon quelconque.

Les courbes de courant d'infiltration et les courbes équipotentielles obtenues par les essais de laboratoire, dans un modèle en terre à échelle réduite, se rapprochent, pour l'usage pratique, avec une exactitude suffisante, du réseau des courbes théoriques, pourvu que l'influence du courant capillaire soit éliminée aussi bien que possible, et que les lignes obtenues soient vérifiées à l'aide de la méthode graphique.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 46

HYDRAULIC-FILL DAMS

By GLENNON GILBOY, Sc. D.

*Associate Professor of Soil Mechanics
Massachusetts Institute of Technology.*

TABLE OF CONTENTS.

	Pages
<i>Introduction</i>	231
<i>Stability of the Shell</i>	234
<i>Consolidation of the Core</i>	239
<i>Seepage</i>	245
<i>Soil Tests</i>	249
<i>Investigations on the Germantown Dam</i>	251
<i>Selection of Material</i>	256
<i>Conclusion</i>	258
<i>Summary</i>	260
<i>Zusammenfassung</i>	262
<i>Résumé</i>	265

INTRODUCTION.

A hydraulic-fill dam is an earth dam in which the transportation, grading and deposition of the soil composing it are effected by the action of flowing water.

A typical cross-section of a hydraulic-fill dam during construc-

tion is shown in Fig. 1. Rapidly flowing streams of water in pipes or flumes *F* carry the soil to the outer boundaries of the section. The largest rocks are deposited first. As the stream flows toward the center it spreads fanwise, losing velocity, and depositing successively smaller and smaller particles. When the stream strikes the edge of the central pool *P* its velocity is suddenly checked, so that most of the sandy material is deposited. The finest constituents are carried on into the comparatively quiet water of the pool, where they slowly settle out.

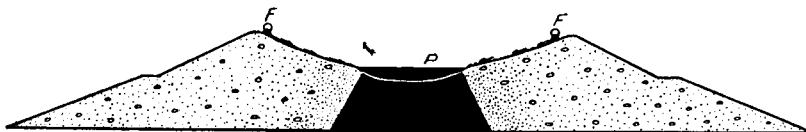


Fig. 1

Cross-section of dam during construction. Soil carried by streams of water in pipes or flumes, *F*. Coarse material deposits on outside. Fine material carried into pool, *P*, to form impervious core.

Fig. 2 shows a cross-section of the completed dam. The central core, *C*, composed of fine material, is enclosed in a shell, *S*, of coarse material. A relatively narrow transition zone, *T*, forms the boundary between core and shell. Thus the two fundamental characteristics which all dams must possess — stability and watertight-

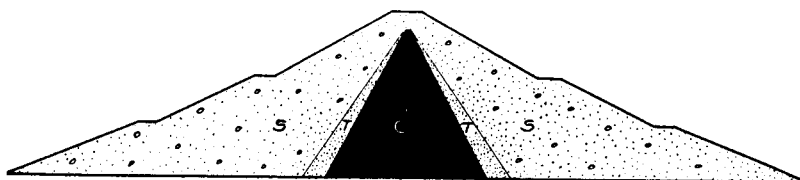


Fig. 2.

Cross-section of completed dam. *C*, impervious core of fine material; *T*, transition zone; *S*, outer shell of coarse material.

ness — are, in a hydraulic-fill dam, contributed separately. The core is impervious, but not inherently stable; the shell is strong, but quite porous. Proper combination of the two produces the desired result.

The building up of an impervious core by deposition of fine material in water introduces important time effects. When the soil particles settle to the bottom of the pool they form a soft mud;

in other words, they become arranged in a loose, spongy, compressible network, which is at first under no pressure, and which cannot carry any pressure without undergoing considerable deformation. On the other hand, the spaces in this network are completely filled with water, which is relatively incompressible. Consequently, when pressure is applied, the water at first carries the whole load. At once, the water will try to escape; and, as it escapes, the pressure is transferred to the soil network, compressing it until it is able to support the load.

In an impervious mass of soil, the rate at which water can move through the voids is very slow. Hence the transfer of pressure from water to soil, and the accompanying decrease in volume of the soil mass, do not take place instantaneously, but occupy a considerable period of time. This phenomenon of gradual readjustment of a saturated soil under load is known as consolidation.

Thus, the core of a dam in the early stages exhibits the characteristic properties of a liquid since the pressures due to the weight of overlying soil are carried almost entirely by water. As time goes on, the pressures are gradually transferred to the soil particles, so that the mass gradually assumes the properties of a solid. The rate at which consolidation takes place depends on the character of the material composing the core. If it is relatively pervious, the readjustment may take place within a year; if it is relatively impervious, the process may continue for a hundred years or more.

These considerations indicate that a hydraulic-fill dam, though simple enough in principle, presents rather complicated physical problems. During construction, and perhaps for some time after completion, the shell acts as a pair of dams holding between them a thick viscous liquid. In order to provide for this condition it is essential to have some means of analyzing the stability of any assumed cross-section against failure by blowing-out of the core. When the dam is completed, the presence of water in the reservoir introduces further conditions which must be investigated for stability. As time goes on, the core consolidates. It is advisable to have some idea of the rapidity of this action. Finally, there should be some way of estimating the amount of seepage through the dam.

The writer proposes to take up each of these problems, developing appropriate methods of analysis and illustrating their applications. On account of the complex nature of the subject, it is impossible to set forth anything in the nature of a final solution.

But it is hoped that the material herein presented will afford a somewhat better idea of the mechanics involved than has hitherto existed, and will be of some assistance in establishing rational methods of design.

STABILITY OF THE SHELL.

The resistance of the shell against blowout of the core can be estimated by analyzing the stresses produced in a shell of given cross section on the assumption that the core acts as a heavy liquid. Since the coarse material composing the shell may be considered cohesionless, the necessary condition for stability is that the obliquity of stress on any surface in the shell shall not exceed the angle of internal friction of the shell material.

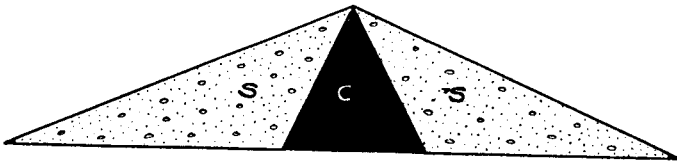


Fig. 3.

Idealized cross-section of dam, for purposes of analysis. C, core; S, shell.

To simplify the analysis, the cross-section will be assumed to have the shape shown in Fig. 3. The third dimension — perpendicular to the cross section — will be assumed unity. Take any depth, h , and consider the forces acting on the portion of the shell above any plane intersecting the boundary of the core at this depth. If $Q-Q$, in Fig. 4, is such a plane, the shaded portion of the shell is in equilibrium under the action of three forces: its own weight, W ; the core pressure, P ; and some resultant stress, R , on plane $Q-Q$. The angle of obliquity between the line of action of R and the normal to $Q-Q$ is denoted by ψ . The problem is to find the position of $Q-Q$ for which ψ is a maximum, and to determine what that maximum is.

Select the scale of the force diagram at the right of Fig. 4 so that line ab , equal to h , represents the weight, W , of that portion of the shell above the horizontal plane. Then the length marked W will represent the weight of the shell above plane $Q-Q$. The force P is laid off to the same scale, in the position shown by

line ad . Joining the ends of W and P determines the magnitude and direction of R . The angle between R and a line normal to $Q-Q$ is ψ .

By selecting different positions of $Q-Q$, the various angles of obliquity corresponding to various assumed planes can be determined, and the maximum value can then be found indirectly. The

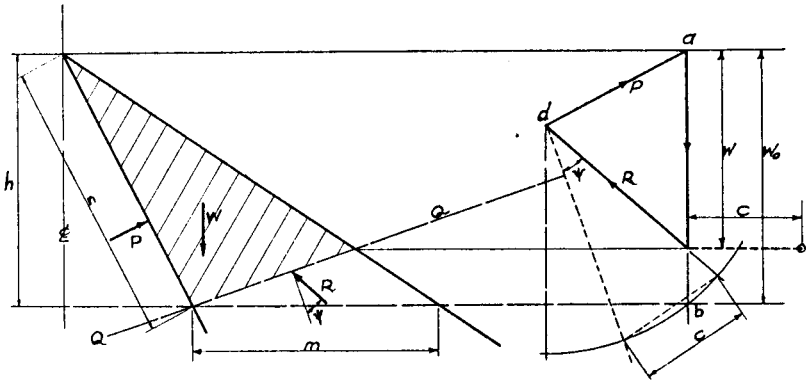


Fig. 4.

Graphical analysis of stability of shell. P , core pressure; W , weight of shell above plane $Q-Q$; R , resultant force on $Q-Q$, making an angle ψ with normal to $Q-Q$. Force diagram at right enables magnitude of ψ to be found graphically.

force diagram, however, is rather inconveniently arranged for comparison of the different angles, as the directions of both the resultant and the normal change with a change in position of the plane. In order to make the comparison simpler, describe a circular arc through b with d as a center. Extend the lines representing the resultant and the normal until they intersect the arc. Measure the chord C , and lay it off horizontally from the lower end of W . This length is then a direct measure of the angle ψ , referred to the fixed line ab . Performing this operation for different assumed positions of $Q-Q$ results in a series of different chord lengths C , laid off one above the other. A smooth curve connecting the free ends can then be sketched in, and the maximum chord can be determined by noting the point at which this curve has a vertical tangent. Knowing the chord and the radius, the angle is easily found. Furthermore, the point of tangency is at the same elevation as the intersection between the plane of maximum obliquity and the outer slope, so that the position of the critical plane can readily be determined.

It is interesting to note that a change in n merely changes the scale of the diagram, without affecting the angles; this means that the cross-section of the type assumed is equally stable at all depths.

It is also easy to show that the result depends only upon the geometrical characteristics of the section and upon the relative unit weights of the material composing core and shell. Let m and n be dimensions as indicated in Fig. 4; and let the unit weights of core and shell be w_1 and w_2 , respectively. Then the weight of the shell down to the horizontal plane at depth h is

$$W_o = \frac{1}{2} w_2 m h.$$

The core pressure is

$$P = \frac{1}{2} w_1 n h.$$

The force diagram is to be drawn so that W_o units of weight will be represented by h units of length. Therefore, P units of weight will be represented by $h \times \frac{w_1 n}{w_2 m}$ units of length. Thus, if the slopes of core and shell and the unit weights are given or assumed, the diagrams can be drawn to any convenient scale, since the vector lengths depend only upon ratios, not upon absolute values.

As an example, let it be required to analyze a cross section having the following characteristics:

Outer slope: 2 horizontal to 1 vertical.

Core slope: 1 horizontal to 2 vertical.

Weight of shell: 120 lbs. per cu. ft. (1.92 grams per c. c.)

Weight of core : 110 lbs. per cu. ft. (1.76 grams per c. c.)

The solution is sketched in Fig. 5. Five planes through the shell have been chosen, three above the horizontal and one below. The ends of the radii representing the directions of normals and resultants are numbered to correspond to the numbers on the planes. At the extreme right the lengths of the corresponding chords are shown, with the ends connected by smooth curve. The analysis shows that the critical plane is tilted slightly upward, and that the obliquity of the resultant on this plane is 41.3°.

If the angle of internal friction of the shell material is safely in excess of this rather high value, the section should be stable. If not, a change in design is indicated.

possible failure surfaces showed that the most critical condition was approached as the radius of the arc approached infinity. Model tests made in the writer's laboratory by Mr. D. W. Taylor indicate that the failure surface approximates a plane. Large-scale evidence is furnished by the failure of the Alexander Dam in Hawaii, in which the shell slid out along an almost horizontal plane. *

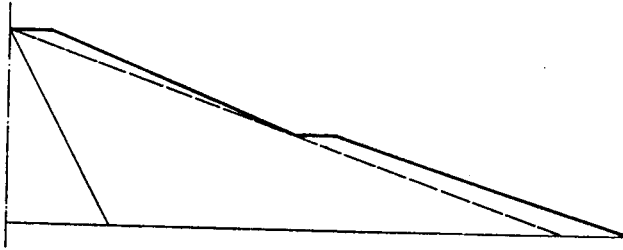


Fig. 6.

Actual outline of dam: approximated by straight line.

It appears, therefore, that the assumptions represent actual conditions closely enough so that reasonable results may be expected.

It has so far been assumed that the outer slopes were not submerged. When the reservoir is filled, another system of forces is brought into play. The shell material is completely immersed, therefore its effective weight is less. On the other hand, the water partially balances the core pressure. The forces involved can readily be calculated, and a new analysis can be made on the same basis as the old one. It will generally be found, however, that the new condition is somewhat more stable, as the reduction in core pressure more than compensates the reduction in weight of shell. Exceptions may occur when the core is abnormally heavy and the shell is abnormally light.

When a transition from one state to the other is made, especially when the reservoir level is drawn down rapidly, there is danger that the resistance of the shell may be weakened by temporary lubrication due to entrapped water. For this reason, the importance of making every effort to obtain a clean, coarse, freely-draining shell cannot be too strongly emphasized. The writer is inclined, on this account, to favor the true hydraulic-fill method, in which the soil is thoroughly mixed with water before deposition, as opposed to semi-hydraulic-fill, in which the soil is dum-

*) Engineering News-Record, May 22, 1930.

ped at the outer edges of the embankment and then sluiced by jets toward the center.

To summarize, it appears that the stability of the dam as a whole is chiefly dependent upon the shape of the cross section and the shearing resistance of the shell material; that the amount of shearing resistance required for a given section can be determined with a fair degree of accuracy by a simple graphical analysis; and that the most dangerous condition exists when the dam is nearing completion, since the core pressures are then at a maximum and the relieving effect of consolidation has had no time to come into play. An interesting corollary is that the rate of consolidation of the core is of relatively small importance with regard to stability. If the shell is designed to be stable with the core in a liquid state, the unconsolidated condition may prevail for a considerable period without affecting the safety of the structure.

CONSOLIDATION OF THE CORE.

The development of rational methods of attacking problems involving the consolidation of saturated soil was started by Terzaghi, who found an equation for the theoretical rate of consolidation of a layer of soil under uniform stress, and devised testing methods which not only demonstrated the validity of the theory but also provided means for determining those soil constants which govern the phenomenon. *

In order to apply the theory to hydraulic-fill cores, it became necessary to extend the analysis to cases in which the flow of water could take place in more than one direction, and to find solutions for new boundary conditions. On account of mathematical complexities, an exact solution was not obtained; but an approximate solution has been worked out which, it is believed, furnishes a much better idea of the process itself and of the factors controlling it than has hitherto existed. Only the barest outline of the theory will be presented here. The results, however, assume a form such that a complete understanding of the mathematical derivation is not essential to their application.

In a mass of saturated soil which is consolidating, there exists, at any given point and at any given time, a certain pressure in the

*) *Erdbaumechanik*, Franz Deuticke, Leipzig und Wien, 1925.

water in the voids in excess of normal hydrostatic conditions. This « hydrostatic excess », denoted by u , is taken as the dependent variable, a function of space and time. If u is expressed as a head of water, the hydraulic gradient in any direction can be written as a space derivative of u , and from the various gradients an expression can be written for the amount of water lost from any element of the mass in time dt in terms of the change in hydraulic pressure. This amount is exactly equal to the decrease in volume of the element in the same time, which can also be expressed as a function of the change in pressure. Setting the two expressions equal, the fundamental equation which must be satisfied at all points and at all times is

$$K \nabla^2 u = \frac{\partial u}{\partial t}$$

The coefficient K is the product of the coefficient of permeability and the bulk modulus of the soil. Both of these values vary with the density of the soil; but as one decreases while the other increases, the product, K , is more nearly constant than either of its components, and for practical purposes it may be assumed constant for an appreciable range of pressure. It should be noted that the bulk modulus must be expressed as an equivalent head of water, to agree with the dimension of u . Since the coefficient of permeability has the dimension of a velocity, the dimension of K will be length squared divided by time.

Solution of this equation to conform to a given set of boundary conditions results in an expression for u as an explicit function of space and time; that is, the amount of consolidation at any given point after the lapse of any given time is determined. However, it is usually of less practical significance to know how the consolidation proceeds in detail throughout the mass than to know the rate at which the mass as a whole consolidates. The mass consolidation, Q , may be defined as the ratio which the change in volume of the whole mass up to any time t bears to the ultimate change in volume. Thus, in an unconsolidated mass, $Q = 0$; as time goes on, Q increases, approaching 1 as consolidation approaches completion. An expression for Q as a function of time alone may be obtained by integrating in space the expression previously found for u .

It now remains to consider the special cases which will be of assistance in estimating the consolidation of a hydraulic-fill core. In Fig. 7, the cross-section of the core is represented by the heavy

triangle. The boundary conditions which the solution would have to satisfy — drainage on inclined faces, initial hydrostatic pressure increasing from top to bottom — are too complicated to enable a solution to be obtained.

If the discontinuous boundary represented by the triangle is replaced by the dotted semi-ellipse, which has an area equal to

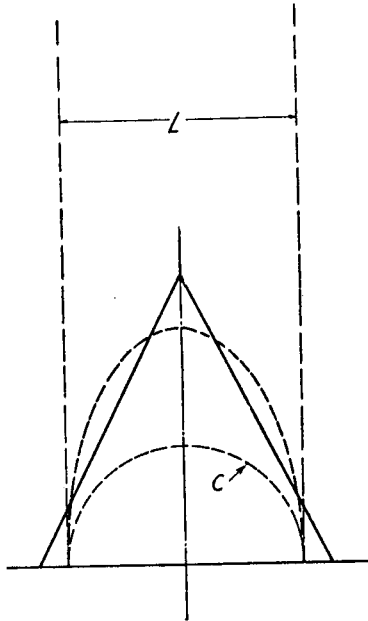


Fig 7.

Triangular section of core approximated by semi-ellipse. Rate of consolidation of ellipse lies between that of circle, C, and layer, L.

that of the triangle and a ratio of major axis to minor axis equal to the ratio of the altitude of the triangle to half the base, it is reasonable to expect that a solution for the ellipse would be a close approximation to that for the triangle. However, the ellipse is still too complicated a figure to permit of an easy solution. Recourse is therefore had to a method of interpolation.

The semicircle, C, in Fig. 7 may be considered a semiellipse with equal axes. If the horizontal axis is held constant while the vertical is allowed to increase, the ellipse will change from its circular shape, at some time assuming the shape shown in heavy dashes, and will continue to elongate, approaching two vertical pa-

parallels as a limit. Therefore, if solutions can be obtained for the theoretical rates of consolidation of a circular cylinder and of a layer bounded by two parallel planes, the solution for the elliptical cylinder should lie between the two.

The two limiting solutions are as follows :

For the layer (Case L):

$$Q = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \varepsilon^{-\frac{(2n-1)^2 \pi^2}{4}} \cdot \frac{Kt}{b^2}$$

For the circular cylinder (Case C):

$$Q = 1 - 2 \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{\left[\int_0^1 x J_0(r_n x) dx \right]^2}{\int_0^1 x J_0^2(r_n x) dx} \varepsilon^{-r_n^2 \frac{Kt}{b^2}}$$

In these equations, n is a parameter taking successive integral values from 1 to ∞ ; ε is the Napierian base; K has already been defined; t is the time elapsed from the beginning of the consolidation process; b is the radius of the circular cylinder, also half the thickness of the layer; x enters only as a variable in a definite integral, hence will disappear in the evaluation; $J_0(r_n x)$ is the Bessel function of first kind in $(r_n x)$ with parameter zero; and r_n is the n th root of the equation $J_0(r) = 0$.

It will be observed that all the true variables — the physical characteristics of the soil, represented by K ; the size of the soil mass, represented by b ; and the independent variable t — are grouped together in the exponent of ε in the form of a ratio. Inspection of this ratio shows it to be an abstract number. Therefore let a «time factor», T , be defined by

$$T = \frac{Kt}{b^2}$$

and place T in the two equations instead of $\frac{Kt}{b^2}$. Then the equations consist entirely of abstract numbers, and Q becomes a function of the abstract number T . By assigning numerical values to T , corresponding values of Q may be obtained, thus providing a simple form of solution which is generally valid.

The results of the computations are given in Table I, and are plotted in Fig. 8.

TABLE I.

Q	T	
	C	L
0.00	0.000	0.000
0.10	0.005	0.008
0.15	0.008	0.018
0.20	0.014	0.031
0.25	0.021	0.049
0.30	0.029	0.071
0.35	0.038	0.096
0.40	0.048	0.126
0.45	0.060	0.159
0.50	0.073	0.197
0.55	0.088	0.238
0.60	0.105	0.287
0.65	0.124	0.347
0.70	0.147	0.405
0.75	0.176	0.477
0.80	0.214	0.565
0.85	0.264	0.684
0.90	0.333	0.848
0.95	0.453	1.127
1.00	∞	∞

It is fairly obvious from the definition of T, that these curves can be transformed into curves of consolidation, Q, against actual time, t, for any given values of K and b, by a simple change of scale along the horizontal axis.

It has already been noted that the curve for a cylinder with an elliptical cross-section of semi-minor axis b should lie between curves C and L in Fig. 8. Its correct position could be determined only if a solution for the elliptical case were available. Failing this, it is suggested that the eccentricity of the ellipse be used as a basis of interpolation.

If the semi-major axis of the ellipse is h, the square of the eccentricity, E, is defined by

$$E = \frac{h^2 - b^2}{h^2}.$$

When the ellipse is a circle, $E = 0$, and when it elongates vertically to infinity, $E = 1$. Therefore Curve C, Fig. 8, may be taken to represent the case of an ellipse with $E = 0$, and Curve L the case with $E = 1$. For a value of E between 0 and 1, say 0.5, the curve would lie halfway, measuring horizontally, between Curves C and L.

In general terms, if T_C and T_L are the time factors on the two limiting curves corresponding to any given Q , then the time factor T_E , corresponding to the same Q , for an ellipse with any given value of E would be

$$T_E = T_C + E(T_L - T_C).$$

The theoretical consolidation diagram developed according to the foregoing rules would correspond to the case of a dam cons-

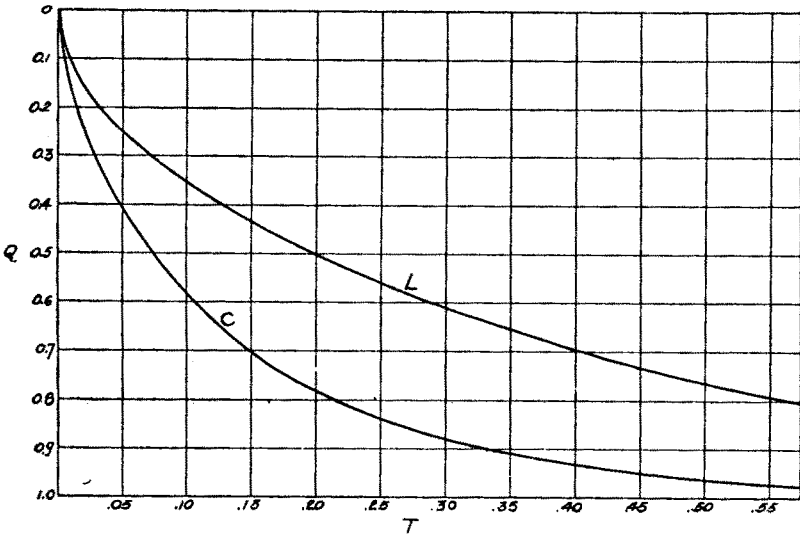


Fig. 8.

General consolidation diagrams for a circular cylinder, C, and a layer, L.

tructed instantaneously. In practice, the construction period would extend over a considerable time, and should be taken into account. No accurate method for handling this problem exists, but an approximation can be obtained by dividing the core into horizontal slices and considering each slice to be deposited instantaneously. Then the methods above described can be applied in steps. The greater the number of slices assumed, the closer will the solution approach theoretical accuracy. In certain cases, however, the rate of consolidation is so slow that the construction period represents a relatively short time. Under these circumstances, a sufficiently close approximation may be obtained by shifting the instantaneous curve to the right a distance corresponding to half the construction period, and sketching in the undetermined portion of the curve between the beginning and the end of the construction period.

An example of the application of this theory will be given later, and will probably assist in clarifying the steps above outlined.

SEEPAGE.

The velocity of water percolating through the voids of a mass of soil is usually so low that the flow is laminary in character, hence Darcy's equation may be taken as a basis for computation. This equation states that the rate of flow is directly proportional to the hydraulic gradient and to the superficial area through which percolation takes place, the constant of proportionality being known as the coefficient of permeability. Expressed in symbols,

$$q = k i A.$$

The coefficient, k , is constant only for a given soil under given conditions. It varies not only with the character of the soil, but also with the degree of compactness and with temperature.

A solution of a flow problem by simple substitution in Darcy's equation is possible only when the conditions of flow are of the simplest type, in which the gradient and the area are constant throughout the mass. In the case of water percolating through a dam, these conditions do not prevail. The gradient and the area may both assume different values at different points in the cross-section. In order to make the problem determinate, it is necessary to introduce the additional condition that flow shall be continuous; that is, the amount of water entering any element of volume in any length of time must equal the amount leaving the element in the same length of time. In mathematical terms, if h is the energy head of the water at any point, the above condition requires that the distribution of energy shall be such as to satisfy the Laplace equation:

$$\nabla^2 h = 0$$

at all points in the mass.

A solution of this equation to conform to a given set of boundaries would determine the conditions of flow. However, the boundaries involved in the cross-section of a dam are so complicated that no analytical solution has as yet been obtained. From the nature of the equation, it is possible to infer that a graphical representation of the solution must be somewhat as indicated in Fig. 9. The solid lines represent lines of flow, and the broken lines are lines of equal energy. It will be seen that as the area between two flow lines decreases, the distance between equipotential lines de-

creases correspondingly; that is, the contraction of area is compensated by an increase of gradient. The two families of curves must intersect at right angles; and the vertical projection of the segments of the uppermost flow line included between two equipotential lines must everywhere be equal. If a system of lines can be found by trial to fulfill these conditions, a graphical solution may then be obtained. But the method is rather tedious, and often unsatisfactory.

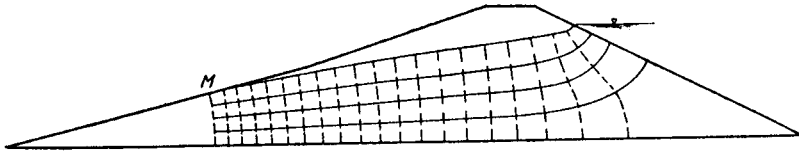


Fig. 9.

Character of seepage through an earth dam. Flow lines shown full; equipotential lines shown broken.

A number of approximate solutions have been proposed, some of which give reasonably good results in certain cases. An important advance along this line was recently made by Dr. Leo Casagrande, who began his studies at the Massachusetts Institute of Technology and later continued them at the Technische Hochschule in Vienna. In the expectation that Dr. Casagrande will soon publish his work, only those developments which pertain to the problem in hand will be noted here. They are:

1. Consideration of flow conditions in the neighbourhood of the point at which the line of saturation intersects the down-stream slope (Point M in Fig. 9) leads to the conclusion that the line must be tangent to slope at this point.

2. The hydraulic gradient at any point on the line of saturation should be written $\frac{dy}{ds}$ wherein dy is the difference in elevation between two points a distance ds apart along the curve. This seems obvious, since the gradient is the loss of head per unit length. However, it represents an important departure from the usual approximation, in which the gradient is written $\frac{dy}{dx}$.

On this basis, it is possible to work out an approximate solution. In Fig. 10, let P be any point on the line of saturation, with coordinates (x, y) . The equipotential surface through P is shown by the heavy broken curve, of length v . Darcy's equation for this position may be written

$$q = k \frac{dy}{ds} v$$

wherein q is the rate of seepage per unit of length of the dam. Now if it may be considered an admissible approximation to replace v by y , the equation becomes

$$q = k y \frac{dy}{ds} \dots\dots\dots (1)$$

This relation must also hold at point M, where $\frac{dy}{ds}$ becomes $\sin \alpha$, and y becomes $m H$; so that

$$q = k m H \sin \alpha \dots\dots\dots (2)$$

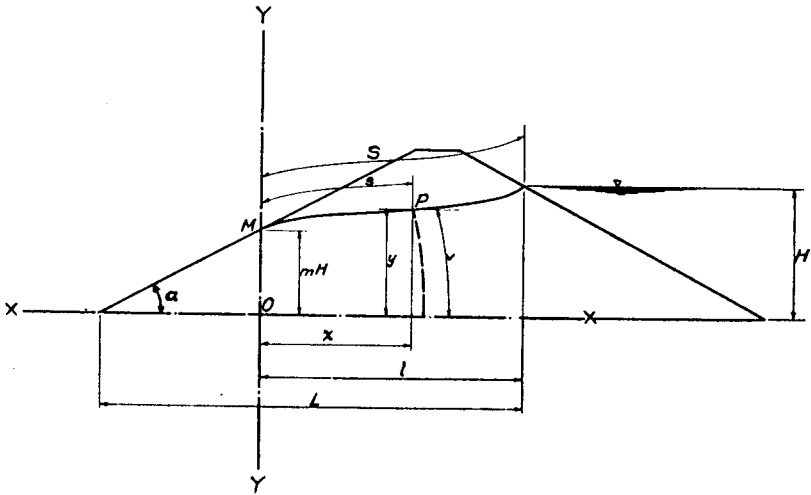


Fig. 10.
Dimensions used in derivation of seepage equation.

Equating (1) and (2), and separating variables,

$$y dy = m H \sin \alpha ds \dots\dots\dots (3)$$

Integrating (3) from M to P,

$$y^2 - m^2 H^2 = 2 m H s \sin \alpha \dots\dots\dots (4)$$

Integrating (3) over the whole length of the line of saturation

$$H^2 (1 - m^2) = 2 m H S \sin \alpha \dots\dots\dots (5)$$

In an actual problem, the height H and the angle α would be known quantities. Hence, if m could be determined from (5), the position of point M would be known, and the seepage could be computed from (2). But the length S , while a definite quantity, is not readily determined. Therefore it is advisable to eliminate S by modifying the equation.

From (3), $y^2 dy^2 = m^2 H^2 \sin^2 \alpha ds^2$ (6)

And from (4), $y^2 = m^2 H^2 + 2 m H s \sin \alpha$ (7)

Thus the value of dy^2 can be found. Using the relation

$$ds^2 = dy^2 + dx^2,$$

it is possible to write

$$\int_0^S \sqrt{\frac{m H \cos^2 \alpha + 2s \sin \alpha}{m H + 2s \sin \alpha}} ds = \int_0^l dx \quad \text{..... (8)}$$

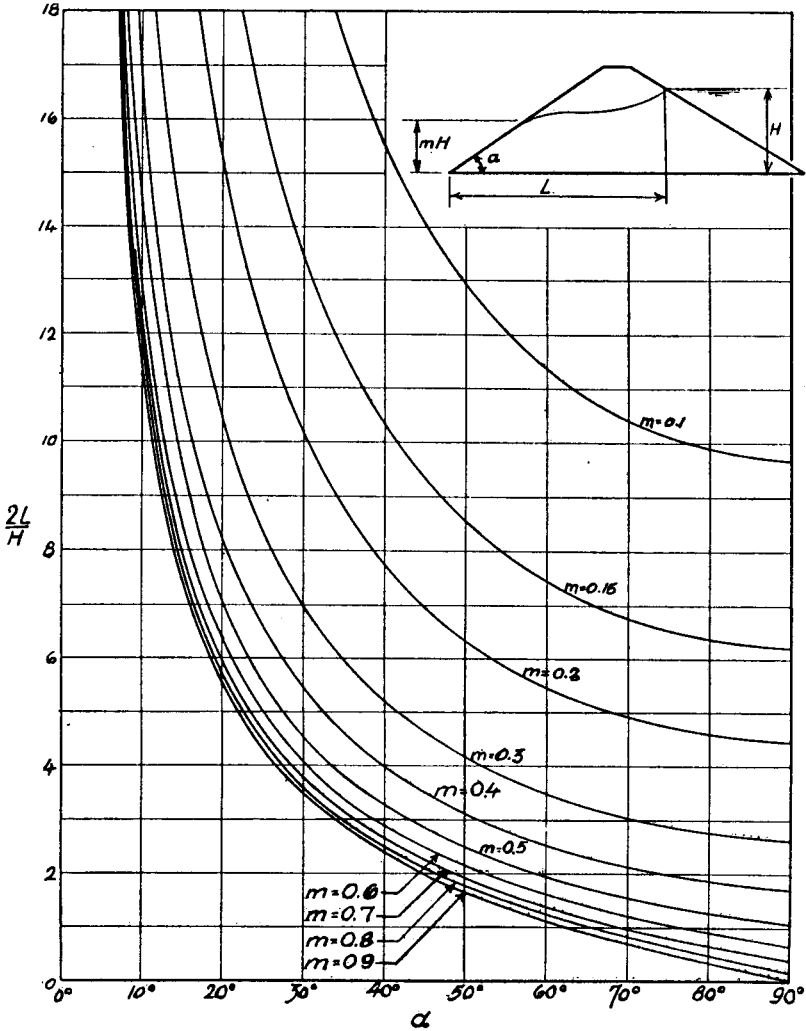


Fig. 11.

Diagram for determining intersection of saturation line with downstream slope.

The integral in s is rather long, and nothing would be gained by writing it out. It happens that the s terms are found in the form $2 S \sin \alpha$. This value may be replaced by its equivalent, $H \frac{1-m^2}{m}$ from equation (5). The solution reduces to

$$l = \frac{H}{2m \sin \alpha} \left[\sqrt{1 - m^2 \sin^2 \alpha} - m^2 \cos \alpha - m^2 \sin^2 \alpha \ln \frac{1 + \sqrt{1 - m^2 \sin^2 \alpha}}{m(1 + \cos \alpha)} \right] \dots \dots \dots (9)$$

From Fig. 10,

$$L = l + m H \cot \alpha$$

So that the final equation may be written

$$\frac{2L}{H} = m \cot \alpha + \frac{\sqrt{1 - m^2 \sin^2 \alpha}}{m \sin \alpha} - m \sin \alpha \ln \frac{1 + \sqrt{1 - m^2 \sin^2 \alpha}}{m(1 + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (10)$$

By assigning values to m and α , values of $\frac{2L}{H}$ have been computed. The results are plotted in Fig. 11. Thus in an actual problem, with $\frac{2L}{H}$ and α known, the corresponding value of m may be determined from the graph, and the seepage may be computed from equation (2).

The results of tests thus far performed on models appear to be in substantial agreement with the above solution. The tests are now being extended in order to provide further checks on the theoretical analysis.

SOIL TESTS.

In the preceding sections reference has been made to certain characteristics of the soil which must be known in order for solutions to be obtained. Specifically, for a stability analysis it is necessary to determine the coefficient of internal friction of the shell material; an estimate of the rate of consolidation of the core requires data concerning the amount and rate of compression of the core material under various loads, particularly the value of the coefficient K ; and a calculation of seepage cannot be made without some idea of the value of the coefficient of permeability k .

The testing methods used at the Massachusetts Institute of Technology for obtaining this type of information have been briefly described in a recent paper by the writer.* Permeability measurements of adequate precision can be made with relatively simple

*) Soil Mechanics Research, Proceedings, Am Soc. C. E., October, 1931.

apparatus. Consolidation tests involve somewhat more elaborate equipment. Some progress has already been made in the development of simpler and better devices; but the methods now in use, when employed by a skilled operator, can be expected to yield reliable results. This is particularly true in the case of artificially deposited soils, including hydraulic-fill cores, because the properties of such materials are not influenced by the peculiarities of structure developed in natural deposits during an extended period of time.*

In the usual type of consolidation test, pressure is applied in one direction only, lateral strains in the other two directions being prevented by artificial restraint. Measurements of the changes in thickness of the soil sample produced by various increments of pressure furnish data for the construction of a diagram showing the relation between pressure and void-ratio (ratio of volume of voids to volume of solid). In addition, observations on the rate of compression under constant load furnish points on a curve showing the progress of consolidation with time. From this curve it is possible to determine the coefficient of consolidation, c , as defined by Terzaghi.** The coefficient K used by the writer in the three-dimensional analysis may, for practical purposes, be taken as $c(1 + e)^2$, wherein e is the average void-ratio of the soil in the range of pressure under consideration.

Methods of testing shearing resistance are not nearly as well developed as those for permeability and consolidation. The apparatus now in use at Technology has given good results on sands and fine powders, and appears to be sound in principle; but the small size of the shearing unit (6 × 6 cm.) precludes its use for the relatively coarse material in the shell of a dam. To fulfill this particular purpose, a large shearing machine was installed in the field laboratory at the Cobble Mountain Dam, near Springfield, Massachusetts.*** Although there are certain features of this device of which the writer does not fully approve, its existence is evidence of a praiseworthy attempt to secure important data in a relatively unexplored field. It is hoped that opportunities for more extended studies of this subject will soon occur.

*) See « The Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering », by Arthur Casagrande. Journal, Boston Society of Civil Engineers, April, 1932.

**) « Principles of Fluvial Soil Classification », by Charles Terzaghi. Public Roads, Vol. 8, No. 3, May, 1927.

***) Tests for Hydraulic-Fill Dams », by Harry H. Hatch. Proceedings, Am. Soc. C. E., October, 1932.

Thus it appears that considerable information upon the technique of soil tests for dam construction purposes is now available, and can be utilized to practical advantage; but that much work remains to be done before the procedure as a whole can be termed satisfactory. At least it is encouraging to realize that the basic principles have been investigated sufficiently to warrant a feeling of confidence in the outcome of future research.

INVESTIGATIONS ON THE GERMANTOWN DAM.

In the summer of 1927 a cooperative agreement was made between the Miami Conservancy District and the Massachusetts Institute of Technology for the purpose of studying the properties of the core material of the Germantown Dam, one of five large hydraulic-fill structures built by the District for flood protection in the vicinity of Dayton, Ohio. A shaft 5 feet in diameter was sunk into the core of the dam, and undisturbed samples were removed by hand at intervals. Half of the samples were taken vertically, the remainder horizontally. Smaller samples were also obtained from a drillhole nearby. A description of the fieldwork has been published by C. H. Eiffert, Chief Engineer of the District. *

In the laboratory at Technology the samples were subjected to various tests, including mechanical analyses, permeability tests, consolidation tests, and tests of compressive strength. The object of the study was to obtain the following information:

1. Comparative tests on undisturbed samples and drillhole samples, to determine whether the latter method of sampling could be relied upon.

2. Comparison of the permeability of the core in a horizontal direction with that in a vertical direction, to find whether a recognizable tendency to stratification exists.

3. Determination of the state of consolidation of the core at the time the samples were removed.

4. Determination of the physical characteristic of the core material, in order to provide means for estimating the theoretical rate of consolidation, the amount of seepage through the core, the strength of the core, and the stability of the shell.

*) Discussion of the writer's paper « Soil Mechanics Research ». Proceedings, Am. Soc. C. E., February, 1932.

Mechanical analyses showed the core material to be a well-graded mixture of all sizes of grains from fine sand to clay. A soil of this mixture is particularly advantageous, combining the low compressibility of sand with the low permeability of clay.

It was found that the drillhole samples gave results which compared very favorably with those obtained on the undisturbed samples. However, this statement should not be taken as generally true. In an artificially deposited soil, a small amount of disturbance may not affect the results to a serious extent; but in a natural clay deposit, the character of the material may be considerably altered if care is not taken to preserve its original structure intact.

There seemed to be no evidence that the core is more pervious in a horizontal sense than in a vertical sense. In one pair of tests the permeability of the vertical sample was about four times that of the horizontal, whereas in another pair the horizontal sample had a permeability about five times that of the vertical. The coefficient of permeability ranged from 400×10^{-7} to 20×10^{-7} cm. per minute. Although this variation appears large, it is no more than what must be expected in a mass of soil sluiced into position in large quantities. In any event, the highest value is still quite low, indicating that the designers fulfilled their intention of having a watertight core.

The state of consolidation of the core was investigated by two independent methods. First, a consolidation test on a sample gave a diagram of the relation between pressure and void-ratio; the void-ratio of the sample in its natural state was measured; hence the corresponding internal pressure could be determined. Second, the compressive strength of the sample, together with a measurement of its angle of internal friction, enabled the internal pressure to be calculated. From the known weight of the soil and the position of the sample in the dam, the total pressure acting upon the sample could be estimated. The ratio of the internal pressure to the total pressure gave the degree of consolidation.

The tests and computations showed that at the time the samples were removed the core was about 25 % consolidated. This should not be construed to mean that the core was soft and unstable. On the contrary, the material exhibited a substantial compressive strength, ranging from 0.8 to 1.8 kg. per sq. cm. This is explained by the relatively high angle of internal friction, which ranged from

24° to 32°, causing the material to be quite stable even under low internal pressures.

The figure of 25 % means that of all the excess water in the voids of the core when the dam was built, 1918 to 1920, 75 % still remained in the voids in 1927. The presence of this water made itself felt during the time the experimental shaft was being sunk. In the latter stages of the operation, about 18 feet of water had to be pumped out of the shaft every morning before work could be started. It should be noted that there was no water in the reservoir behind the dam, since all the Miami reservoirs are so designed

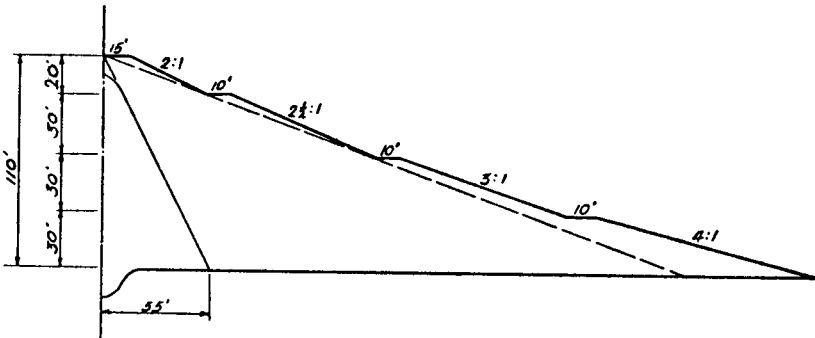


Fig. 12.

Section of Germantown Dam.

that they fill up only during floods, emptying themselves rapidly when the flood is over. This situation gives a graphic picture of the almost unbelievably slow rate of consolidation of large masses of impervious soil.

It will now be of interest to show how the theoretical developments outlined in the preceding sections apply to the Germantown Dam. First is the analysis of the stability of the shell. A half cross-section of the dam at its highest point is shown in Fig. 12. The core slope is 2 vertical to 1 horizontal. The idealized outer slope is shown by the broken line just inside the actual slope, with an inclination of 1 vertical to 2.4 horizontal. The average weights of core and shell material, respectively, were found to be 1.75 and 2.00 grams per sq. cm. (110 and 125 lbs. per cu. ft.). With this information the graphical analysis can be performed in the same manner as in the example previously given. The result shows that the weakest plane is nearly horizontal, and that the required angle of internal friction is 31.5°. Inasmuch as this is considerably less than the pro-

bable limiting angle for the dense mixture of sand and gravel composing the shell, the adequacy of the section is demonstrated.

Next consider the question of the rate of consolidation of the core. The semi-ellipse taken to approximate the triangular cross-section of the core will have a semi-major axis h and a semi-minor axis b satisfying the equations

$$\pi b h = (110)^2$$

$$h = 2 b$$

Whence $b = 44$ ft., or 13.4 m., and $h = 88$ ft., or 26.8m.

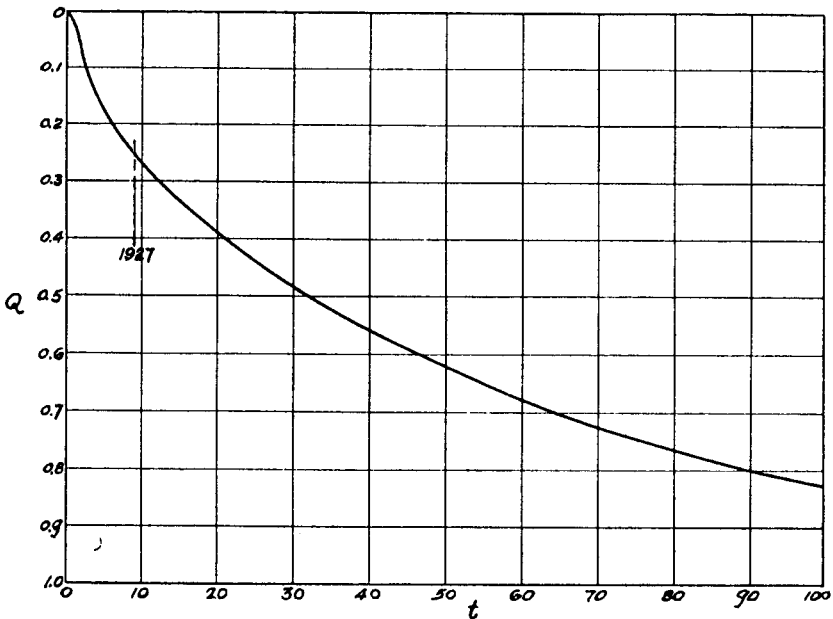


Fig. 13.

Theoretical rate of consolidation of Germantown Dam; t , time in years.

The average value of the coefficient of consolidation, c , determined from consolidation tests, was found to be 0.0065 sq. cm. per minute, and the average void ratio of the soil was 0.68. Then the coefficient K is $0.0065 \times 1.68^2 = 0.0183$ sq. per min. From the definition $T = \frac{Kt}{b^2}$, a relation between actual time, t , and the time factor, T , can now be found for this particular case. For convenience, time will be expressed in years. Making the proper corrections in dimensions, the relation is

$$t \text{ (yrs.)} = 187 T.$$

celle du niveau de l'eau extérieure, car cette hauteur du point de sortie, comme l'a établie Schaffernak, est toujours plus grande.

L'auteur fait remarquer que, par suite du courant capillaire d'accompagnement, la hauteur exacte de la sortie de l'eau d'infiltration ne peut jamais être déterminée correctement ; de là, résulte aussi qu'on ne peut jamais déterminer la quantité d'eau uniquement d'infiltration qui passe.

En raison de toutes ces circonstances, l'auteur considère que le phénomène de l'infiltration de l'eau dans les barrages ne peut se traiter théoriquement, et cela pour ces multiples raisons.

La loi de Darcy peut encore donner de meilleurs résultats, lorsque la formation d'un niveau libre de l'eau dans le sol est impossible, comme c'est le cas, par exemple, pour un courant d'infiltration sous une couche imperméable.

L'auteur conclut que tous les phénomènes d'infiltration, dans lesquels il se produit, comme dans le sol, des effets capillaires, ne peuvent pas être étudiés scientifiquement, ni résolus par le calcul.

Puisque, d'après l'auteur, la théorie nous laisse dans l'embarras, il ne reste qu'à examiner dans quelles mesures les essais peuvent nous aider.

D'après l'auteur, il est impossible, *a priori*, de reproduire dans le modèle toutes les inégalités qui se trouvent dans la masse réelle de terre.

Dans le cas idéal d'un modèle fait d'un matériau homogène, qui remplace un barrage constitué également d'une terre homogène, les lois régissant les modèles sont très simples, savoir :

a) Les vitesses d'infiltration sont proportionnelles aux valeurs de k des matériaux du modèle et du barrage ;

b) Les quantités d'eau d'infiltration dans le barrage sont les mêmes que celles dans le modèle, multipliées par le carré de l'échelle du modèle et divisées par les valeurs de k .

Mais ces lois simples ne s'appliquent, d'après l'auteur, que si aucun courant capillaire ne vient s'ajouter aux courants d'infiltration proprement dits ; or, ceci n'a jamais lieu. En réalité, le courant capillaire intervient dans le modèle, d'une façon toute différente de celle sous laquelle il se manifeste dans l'objet réel ; c'est pourquoi les lois tirées des modèles perdent toute valeur, à moins qu'il ne soit possible d'appliquer au courant capillaire ces mêmes lois des modèles. Ce serait possible si l'on employait, dans le modèle, un liquide dont la hauteur capillaire serait la n° partie (n étant l'échelle du modèle) de la hauteur dans la terre du barrage, et si, en outre, le coef-

With respect to the seepage through the dam, it may be inferred from the slow rate of consolidation that the amount of water percolating through the core when the reservoir is full should be extremely small. However, the computation may be of interest as an illustration of the method previously developed.

When the reservoir level is at the spillway crest the maximum depth of water is about 95 ft. (29 m.). The base width of the core is 110 ft. The horizontal projection of the surface of the core in contact with the water is one-half of 95, or 47.5 ft. The remaining horizontal distance is therefore 62.5 ft., thus giving a value of $\frac{2L}{H}$, as one argument in Fig. 11, of $2 \times 62.5 \div 95$, or 1.32. The other argument, α , is 63.5°. The corresponding value of m is 0.68.

Using the relation

$$q = k m H \sin \alpha$$

and introducing the proper conversion factor, the seepage in liters per minute per meter length of dam will be

$$q = 10k \times 0.68 \times 29 \times 0.895 = 179 k$$

with k expressed in cm./min.

Taking a rough average value of k as 10^{-4} cm./min., the resulting seepage will be about 0.002 l./min. per meter length, or less than 3 liters per day per meter length, an insignificant amount. In English units the figure is about 0.03 cu. ft. per day per foot length.

The results of the Germantown investigation showed that the basis of design was sound and that the nature of the dam is such as to fulfill all requirements. The core is practically impervious and possesses considerable inherent stability. The section selected was adequately strong under the worst conditions. The agreement between the actual and theoretical degree of consolidation is particularly gratifying in that it offers at least some indication of the validity of the theoretical analysis.

SELECTION OF MATERIAL.

The developments herein presented afford some basis for evaluating the importance of the various properties of a soil with respect to its suitability in hydraulic fill construction. Accordingly, a few principles governing the selection of material may be enumerated. It should be understood that these ideas are valid only

as far as present knowledge extends and are subject to revision as new information becomes available.

The ideal borrow-pit material for a hydraulic-fill dam would be represented by a well-graded mixture of all sizes of soil from small boulders down to clay, free from colloidal and organic matter. The more closely an actual material approaches this ideal, the more satisfactory should be the final result.

In a preliminary examination of a borrow-pit soil, mechanical analyses are of considerable help. Their simplicity is of particular advantage, as it enables a large number of samples to be examined without undue loss of time. The proportion of shell and core material available may be roughly estimated by assuming that sizes passing the 100-mesh screen (smaller than about 0.15 mm.) will form the bulk of the core. Separate tests on the two fractions will give useful information upon the size range and the gradation.

From a practical standpoint it is highly desirable that the sluiced material should contain a definite excess of fine particles. An excess can easily be wasted through the pool overflow, whereas a deficiency of fine material will tend to retard the building up of the core, with the concomitant disadvantages of the inclusion of colloidal matter, the sloughing of sand and gravel into the core area, and a general slowing down of construction progress. If a given pit material, suitable in other respects, cannot furnish this excess of fines, it may be necessary to supply additional core material from an auxiliary borrow pit in which the soil consists predominantly of the finer fractions.

In examining the coarse fraction of a pit material, it is advisable to obtain a rough idea of its permeability, since it is essential that water should find free passage through the shell at all times. The other important characteristics are weight and internal friction. Estimation of the unit weight in place is not a difficult matter; at least, the lower limit can be readily determined by finding the weight of a sample deposited loosely in a container of known volume. Calculations made on this basis will be on the safe side, since it is probable that when the material is sluiced into place it will be somewhat denser in structure. Measurement of the internal friction is a more troublesome problem, because so little work has been done on this subject that simple and accurate machines for making the necessary tests have not as yet been developed. Pending the outcome of future investigations, one is obliged to

operate with estimated values, making substantial allowances to discount the lack of more precise information.

With respect to the core material, the characteristics most to be desired are low permeability and low compressibility. Methods of measuring these properties are fairly well developed, so that a given material can be analyzed with a reasonable degree of accuracy, and a good idea as to its probable behavior in a hydraulic-fill core can be obtained. These methods will undoubtedly be improved as time goes on; but the essential thing is that they are available, and, in view of the importance of the information they furnish, they should be used. Opinions upon the proper composition of a core vary from a recommendation to exclude particles smaller than 0.01 mm. * to a consideration of the possibility of including artificially flocculated colloids. ** In the absence of definite evidence, such divergence of opinion is easily understood. But a more scientific approach, particularly the employment of tests which afford a rational basis of comparison of different soils, should serve to eliminate much of the uncertainty associated with this problem in the past.

CONCLUSION.

The methods of analysis herein outlined are offered in the hope that they may serve as a rational basis for study of the rather complicated problems associated with hydraulic-fill dams. The stability analysis consists of a simple graphical operation, whereby the weakest zone in the shell of the dam can be found, and the shearing resistance required in the shell to withstand the pressure of the core can readily be determined. The theory of consolidation of the core, although a difficult problem from a mathematical viewpoint, has been reduced to a form which enables the progress of consolidation with time to be estimated by an interpolation between two fixed curves with a change of scale to conform to the dimensions of the core and to the physical characteristics of the soil of which it is composed. An approximate method of computing the seepage through the core has been developed, and a diagram has been included which makes the theory easily applicable to a wide range of conditions.

Application of these theories requires measurement of the va-

*) Transactions, Am. Soc. C. E., 1920, p. 1744.

***) Transactions, Am. Soc. C. E., 1922, p. 1211.

rious physical characteristics of the soil by means of appropriate tests. Methods of determining permeability and consolidation characteristics are fairly well advanced, although considerable improvement can still be made. Methods of measuring internal friction are less satisfactory, therefore additional research in this line is much to be desired.

Investigations on samples from the core of an actual dam provided material for checking the theoretical concepts against a practical case. The results showed that the observed behavior of the soil was closely reflected in the information furnished by the tests. In particular, the actual degree of consolidation of the core agreed very well with the value computed theoretically. Further comparisons of this type would be extremely useful.

In the selection of borrow-pit materials for hydraulic-fill construction, mechanical analyses furnish preliminary information on the relative quantities of material and on the gradation. In general, well-graded, non-uniform soils are to be preferred, both for core and shell. Mechanical analyses cannot be expected to supply data on the fundamental properties of the soil, such as permeability, compressibility, and internal friction. For this purpose direct tests are essential; hence the importance of developing and applying such tests should not be underestimated.

In spite of numerous failures, there is no reason to believe that hydraulic-fill construction is inherently difficult or hazardous. Success in the application of the method depends, like everything else in the engineering field, upon thorough preliminary study, upon the employment of sound physical principles in design, and upon careful adherence to those principles during construction. When these requirements are fulfilled, a hydraulic-fill dam can be made as safe and stable as any other well-designed structure.

SUMMARY

The soil composing a hydraulic-fill dam is carried to the outer boundaries of the section by streams of water. The coarser constituents are deposited on the outside, forming a heavy shell which furnishes stability; the finer particles are carried into a central pool, in which they settle to form an impervious core.

The core is originally in a soft liquid state, therefore the shell must be strong enough to resist the bursting pressure of a heavy fluid. As time goes on, the excess water is gradually forced out of the core, so that it loses its fluid properties. This action is known as consolidation; and the rate at which it may be expected to proceed is a vital question. The amount of seepage through the core from the reservoir behind the dam is also an important problem.

In this paper an attempt is made to apply the methods of modern soil mechanics to the study of these effects. First, the stability of the shell is considered. The only forces available to resist the pressure of the liquid core are the weight of the shell and its internal shearing strength. If the obliquity of the resultant force on any surface through the shell is less than the angle of internal friction of the shell material, the structure should be stable. By taking various planes through the shell and considering the forces acting on each plane, the weakest zone can be found and the maximum obliquity of stress can be determined. The analysis can be made graphically, in very simple fashion.

On the other hand, the measurement of the actual shearing resistance of a given shell material is not such an easy matter. Some work along this line has been done, but the methods are still in a rather elementary state.

The next problem considered is the consolidation of the core. Detailed mathematical analyses are not given; but the results have been reduced to a form which can be readily applied. The section of the core, usually triangular, is approximated by a semi-ellipse. The ellipse is shown to be an intermediate case between a circle and a layer. Generalized theoretical curves are given for the circle and the layer, and a method of interpolating to find the general curve for a given ellipse is suggested. The general curve can be transformed into a particular curve showing the theoretical progress of consolidation with time for any given case by a simple

change of scale in one coordinate. In order to perform this transformation, it is necessary to know not only the dimensions of the core but also the consolidation characteristics of the material composing it. These characteristics can be determined only by direct tests upon samples of the material. The methods now available for performing these tests, while susceptible to considerable improvement, have been developed to a sufficient degree so that good results can be obtained.

The problem of seepage through the core involves two essential elements: first, the character of the flow as governed by the shape of the cross section; second, the amount of flow as determined by the permeability of the soil. The distribution of energy in the water flowing through a dam is of rather complicated nature; but an approximate solution has been worked out which enables the position of the line of saturation and the governing area and gradient to be estimated. The permeability of the soil can best be determined by direct measurement. Reference is made to those methods now in use which have been found satisfactory.

In order to check theory against actuality, a number of samples were removed from the core of a large hydraulic-fill dam in Ohio. The results of tests on the various physical characteristics of the material compared favorably with its observed behaviour during construction. The actual state of consolidation of the core at the time the samples were removed was determined by two independent methods. Consolidation tests on the samples furnished data for the construction of a theoretical consolidation curve. It was found that the theoretical and the actual values agreed remarkably well, thus furnishing some evidence of the usefulness of the methods employed.

The selection of proper materials for hydraulic-fill construction and the adoption of an adequate design depend to a preponderant degree upon thorough preliminary studies, involving the use of suitable tests on the physical properties of the soil. It is true that an exact solution is a practical impossibility, on account of the very nature of the problem; but the employment of proper methods of analysis should narrow the field of uncertainty to a point where good results can confidently be expected.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Bodenmaterial, aus dem ein hydraulisch gespülter Damm besteht, wird mit Hilfe fliessenden Wassers an die Aussenseite des Querschnittes geführt. Die gröberen Bestandteile lagern sich zuerst ab, und bilden kräftige, standfeste Schultern. Die feineren Bestandteile werden in einen Kerntümpel gespült, in dem sie sich ablagern und einen undurchlässigen Kern bilden.

Im Anfang formt der Kern eine halbflüssige Masse, weshalb die Schultern kräftig genug sein müssen, um den Seitendruck einer schweren Flüssigkeit zu widerstehen. Allmählich wird der überflüssige Teil des Wassers aus dem Kern herausgedrückt, so dass er die Eigenschaften einer Flüssigkeit verliert. Diesen Vorgang nennt man Verdichtung, und die Geschwindigkeit, mit der dieser Prozess vor sich geht, ist eine wichtige Frage. Der Wasserverlust aus dem Staubecken durch den Kern des Dammes ist auch von grosser Bedeutung.

In dieser Abhandlung wird ein Versuch gemacht, die Methoden der modernen Bodenmechanik auf der Studium dieser Vorgänge anzuwenden. Zuerst wird die Standfestigkeit der Schultern untersucht. Die einzigen Kräfte, die den vom Kern ausgeübten Flüssigkeitsdruck Widerstand leisten, sind das Gewicht der Schultern und ihre innere Scherfestigkeit. Solange die resultierende Kraft auf irgendeine Fläche durch die Schulter mit der Normale einen Winkel einschliesst, der kleiner ist als der Winkel der inneren Reibung des Schultermaterials, müsste der Damm standfest sein. Indem man verschiedene Flächen durch die Schulter annimmt, und die Kräfte untersucht, die auf jede Fläche wirken, kann man die schwächste Zone, mit dem ungünstigsten Neigungswinkel der Resultierende, finden. Diese Untersuchung kann man graphisch in sehr einfacher Weise ausführen. Andererseits ist die Bestimmung der tatsächlichen Scherfestigkeit des gegebenen Schultermaterials nicht so einfach. Forschungen sind auf diesem Gebiete ausgeführt worden, aber die Methoden sind noch im Entwicklungsstadium.

Die nächste Aufgabe die behandelt wird ist die Verdichtung des Kernes. Die mathematische Untersuchung wird nicht im Einzelnen dargestellt; aber die Ergebnisse sind in eine Form gebracht worden, in der sie ohne Schwierigkeiten angewendet werden können. Der in der Regel dreieckige Querschnitt des Kernes kann angenähert durch eine halbe Ellipse ersetzt werden. Der elliptische

Zylinder wird als ein Fall behandelt, der zwischen den Sonderfällen eines kreisförmigen Zylinders und einer Platte liegt. Allgemein gültige theoretische Kurven werden für den kreisförmigen Zylinder und die Platte angegeben, und es wird eine Methode zur Interpolation vorgeschlagen, um die allgemeine Kurve für einen gegebenen elliptischen Zylinder zu finden. Die Kurve, die den theoretischen Verlauf der Verdichtung mit der Zeit für einen bestimmten Fall angibt, kann aus der allgemeinen Kurve durch eine einfache Transformation des Zeitmassstabes abgeleitet werden. Um diese Transformation ausführen zu können, muss man nicht nur die Dimensionen des Kernes wissen, sondern auch die Verdichtungseigenschaften des Kernmaterials. Diese Eigenschaften können nur durch direkte Versuche an Materialproben bestimmt werden. Die derzeit uns zur Verfügung stehenden Prüfungsmethoden sind soweit entwickelt, um genügend verlässliche Ergebnisse zu liefern.

Das Problem des Durchflusses durch den Kern besteht aus zwei verschiedenen Aufgaben: erstens, der Einfluss der Form des Querschnittes auf die Art des Durchflusses; zweitens, der Einfluss der Durchlässigkeit des Bodens auf die Durchflussmengen. Der Druckhöhenverlust des durch einen Damm sickenden Wassers ist ziemlich kompliziert. Eine Näherungslösung wurde ausgearbeitet, welche es gestattet die Lage der obersten Fliesslinie und die kritische Ausflusshöhe zu berechnen. Die Durchlässigkeit des Bodens kann am besten durch direkte Messung bestimmt werden. Es wird auf jene heute gebräuchlichen Methoden hingewiesen, die sich bewährt haben.

Um die Theorie zu prüfen, wurden eine Anzahl Proben aus dem Kern eines grossen hydraulisch gespülten Dammes in Ohio entnommen. Die Ergebnisse der Untersuchungen der verschiedenen physikalischen Eigenschaften des Materials stimmten mit den während des Baues beobachteten Erscheinungen sehr gut überein. Der tatsächliche Stand der Verdichtung des Kernes, zur Zeit als die Proben entnommen wurden, wurde mittels zwei unabhängiger Methoden bestimmt. Die Angaben, die zur Ermittlung der theoretischen Verdichtungskurve erforderlich sind, wurden mit Hilfe von Verdichtungsversuchen an den Proben abgeleitet. Die theoretischen und tatsächlichen Werte stimmen gut überein, und deuten somit auf die Brauchbarkeit der angewandten Methoden hin.

Die Auswahl von Materialien die zur Herstellung mittels der hydraulischen Spülmethode geeignet sind, und eine entsprechende Entwurfsdurchführung, erfordern vor allem gründliche Vorstudien,

die sich auf die Anwendung geeignete Methoden zur Bestimmung der physikalischen Eigenschaften des Bodenmaterials stützen. Eine exakte Lösung ist, wegen der Art des Problem, praktisch unmöglich; aber eine richtige Erkenntnis der physikalischen Vorgänge und deren möglichst genaue mathematische Fassung beschränken die bisher geherrschte Unsicherheit so weit, dass man den Ergebnissen vertrauen darf.

Abb. 1.

Querschnitt des Dammes während des Baues. Bodenmaterial wird durch fließendes Wasser in Röhren oder Rinnen, F, transportiert. Grobe Bestandteile lagern sich aussen ab. Feines Material wird in den Kerntümpel, P, geschwimmt und bildet den undurchlässigen Kern.

Abb. 2.

Querschnitt des beendeten Dammes. C, undurchlässiger Kern aus feinem Material; T, Uebergangszone; S, äussere Schulter aus grobem Material.

Abb. 3.

Idealer Querschnitt eines Dammes für Untersuchungszwecke. C, Kern; S, Schulter.

Abb. 4.

Graphische Standfestigkeitsuntersuchung der Schulter. P, Kerndruck; W, Gewicht der Schulter über der Ebene Q—Q; R, resultierende Kraft auf Q—Q, gegen die Normale auf Q—Q unter dem Winkel ψ geneigt. Kräftepolygon rechts gestattet graphische Bestimmung der Grösse.

Abb. 5.

Darstellung einer vollständigen Standfestigkeitsuntersuchung. Schwächste Ebene durch Schulter kräftig strichliert. Ungünstigster Neigungswinkel der Spannung ist aus dem Kräfteplan rechts zu ersehen.

Abb. 6.

Tatsächlicher Umriss des Dammes durch gerade Linie ersetzt.

Abb. 7.

Dreieckiger Querschnitt des Kerns näherungsweise durch eine halbe Ellipse ersetzt. Geschwindigkeit der Verdichtung der Ellipse liegt zwischen einem Kreis, C, und einer Platte, L.

Abb. 8.

Allgemein gültige Verdichtungskurven für einen kreisförmigen Zylinder, C, und eine Platte, L.

Abb. 9.

Durchfluss durch einen Dam. Fliesslinien voll ausgezogen; Equipotentiallinien strichliert.

Abb. 10.

Bezeichnungen in der Ableitung der Durchflussgleichung.

Abb. 11.

Diagramm zur Bestimmung des Austrittspunktes der obersten Fliesslinie mit der Luftseite des Dammes.

Abb. 12.

Querschnitt des Germantown-Dammes.

Abb. 13.

Theoretische Zeit-Verdichtungskurve für den Germantown-Damm; t, Zeit in Jahren.

RESUME

Dans la construction d'un barrage par dépôt et ségrégation hydraulique, les matériaux sont amenés à la périphérie de la section projetée, au moyen de courants d'eau. Les constituants grossiers, d'une part, se déposent sur les bords, formant ainsi une carapace lourde, qui fournit la stabilité; les particules fines, d'autre part, sont entraînées jusque dans l'étang central, où elles se déposent et forment ainsi le noyau imperméable.

Au début, le noyau est dans un état plus ou moins liquide, et c'est pourquoi la carapace doit être suffisamment rigide pour résister à la pression de la masse fluide à l'intérieur. L'excès d'eau est graduellement chassé hors du noyau, de sorte que celui-ci perd ses propriétés de fluidité. Cette transformation est connue sous le nom de consolidation, et le degré de progression du phénomène est une question vitale. La quantité d'eau qui s'échappe du réservoir par filtration à travers le noyau est également un problème important.

Dans ce rapport nous avons tenté d'appliquer les méthodes modernes de la mécanique des terres à l'étude de ces effets. En premier lieu, nous avons considéré la stabilité de la carapace. Les seules forces en présence, pour résister à la pression du noyau liquide, sont le poids de la carapace et sa résistance à l'effort tranchant interne. Aussi longtemps que l'inclinaison de la résultante des forces sur une section quelconque, prise à travers la carapace, est plus petite que l'angle du frottement interne, la construction devrait être stable. En faisant plusieurs sections planes à travers la carapace et en considérant les forces agissant sur ces sections, on peut trouver l'inclinaison maximum de la résultante. D'une part le problème peut être résolu graphiquement, d'une façon simple; mais d'autre part, mesurer la résistance à l'effort tranchant du matériau employé n'est pas une chose facile. Des travaux de recherche ont été entrepris dans ce domaine, mais les méthodes sont encore plutôt à l'état élémentaire.

Le nouveau problème à envisager est la consolidation du noyau. Les détails d'analyse mathématique ne sont pas donnés ici, mais les résultats ont été ramenés à une forme sous laquelle ils peuvent être aisément appliqués. La section du noyau, d'habitude triangulaire, a été remplacée par une demi-ellipse. Il est démontré que l'el-

lipse est un cas intermédiaire entre un cercle et une couche plate. Des courbes théoriques et générales ont été données pour le cas du cercle et le cas de la couche plate, et nous avons suggéré une méthode d'interpolation en vue d'obtenir une courbe générale pour le cas de l'ellipse. On peut transformer la courbe générale en une courbe pratique qui montre la progression de la consolidation en fonction du temps écoulé. Cela peut être fait pour n'importe quel cas par le simple changement de l'échelle d'une des coordonnées. Afin de faire cette transformation il est nécessaire de connaître, non seulement les dimensions du noyau, mais aussi les caractéristiques de consolidation du matériau qui le constitue. Ces caractéristiques ne peuvent être obtenues autrement que par des essais directs sur le matériau en question. Les méthodes d'essai, dont nous disposons actuellement, quoique étant encore susceptibles de perfectionnements considérables, ont cependant atteint un degré de développement suffisant pour donner de bons résultats.

Le problème de la filtration de l'eau à travers le noyau comporte deux éléments essentiels: en premier lieu, la nature du flux et la façon dont celui-ci est influencé par les dimensions de la section transversale; en second lieu, le débit en tant que fonction de la perméabilité du matériau. La distribution de l'énergie dans l'eau filtrant à travers un barrage est de nature plutôt compliquée; seulement nous avons pu obtenir une solution approchée qui nous donne le moyen d'évaluer la position et la pente de la ligne de saturation, ainsi que l'aire mouillée qu'elle délimite. La perméabilité du dépôt est le mieux déterminé par les méthodes de mesure directe. Nous avons renvoyé le lecteur aux méthodes qui sont actuellement employées et qui ont été trouvées satisfaisantes.

Afin de confirmer la théorie par la pratique, un certain nombre d'échantillons ont été prélevés sur un barrage construit par ségrégation hydraulique dans l'état d'Ohio. Les résultats des essais sur les caractéristiques du matériau reflétaient très bien les observations sur la façon dont celui-ci se comportait durant la construction. Le degré de consolidation du noyau au moment où les échantillons avaient été prélevés fut déterminé au moyen de deux méthodes indépendantes. Des essais de consolidation faits sur les échantillons fournissaient les données nécessaires à la construction d'une courbe théorique de consolidation. Nous trouvions que les valeurs théoriques et pratiques correspondaient d'une façon remarquable, et nous fournissaient ainsi une preuve de l'applicabilité des méthodes employées.

Le choix des matériaux qui conviennent pour la construction d'un barrage par la méthode de ségrégation hydraulique et l'adoption d'un projet adéquat dépendent primordialement d'une étude préliminaire et approfondie, comprenant de multiples essais sur les propriétés physiques des matériaux employés. Il est vrai que la nature elle-même du problème est la cause de ce qu'une solution exacte est pratiquement impossible; seulement l'emploi de méthodes propres d'analyse est à même de rapprocher les limites d'incertitude, à tel point que les résultats obtenus peuvent être acceptés en toute confiance.

Fig. 1.

Section transversale d'un barrage en construction. Le matériau est amené par un courant d'eau dans des conduites ou des canaux P. Les matériaux grossiers se déposent sur les bords. Les matériaux fins sont entraînés dans l'étang, P, afin d'y former le noyau imperméable.

Fig. 2.

Section transversale du barrage terminé. C, noyau imperméable de matériaux fins; T, zone de transition; S, carapace en matériaux grossiers.

Fig. 3.

Section transversale idéalisée, en vue d'une étude analytique. C, noyau; S, carapace.

Fig. 4.

Analyse graphique de la stabilité de la carapace. P, pression du noyau; W, poids de la portion de la carapace située au-dessus du plan $Q-Q$; S, résultante des forces agissant sur $Q-Q$, et formant un angle ψ avec la normale à $Q-Q$. Le diagramme des forces à droite rend possible la détermination graphique de ψ .

Fig. 5.

Illustration d'une analyse complète de stabilité. Le plan de moindre résistance est indiqué en gros traits interrompus. L'inclinaison maximum de l'effort est montrée sur le diagramme à droite.

Fig. 6.

Schéma actuel du barrage représenté en approximation par des lignes droites.

Fig. 7.

Section triangulaire du noyau représenté en approximation par une demi-ellipse. La vitesse de consolidation de l'ellipse est intermédiaire entre celle du cercle C et celle de la couche plate L.

Fig. 8.

Diagrammes généraux de consolidation pour un cylindre circulaire, C, et une couche plate, L.

Fig. 9.

Nature de la filtration à travers un barrage en terre. Les lignes de flux sont en trait continu, les lignes équipotentielles en traits interrompus.

Fig. 10.

Dimensions employées dans la dérivation de l'équation de filtration.

Fig. 11.

Diagramme pour la détermination du point d'intersection de la ligne de saturation et de la face aval du barrage.

Fig. 12.

Section transversale du barrage de Germantown.

Fig. 13.

Diagramme théorique de consolidation, en fonction du temps (en années), du barrage de Germantown.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

I^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT GÉNÉRAL

Das Strömen von Wasser durch Erddämme und deren Unterlage.

Von Prof. Ing. H. C. P. DE VOS, Bandoeng

VORWORT.

Zur Frage 2b des Kongressprogramms von 1933 sind die in der nachstehenden Tabelle in willkürlicher Reihenfolge aufgezählten und mit fortlaufenden Nummern bezeichneten 10 Berichte erstattet worden. Bei der Besprechung der verschiedenen Berichte in dem folgenden allgemeinen Bericht wird der Kürze halber stets auf die erwähnten Nummern Bezug genommen werden.

Nummer	Name des Verfassers	Herkunftsland	Kurze Inhaltsangabe	Seitenumfang des Berichtes	Kongressnr. des Berichtes
1.	Dr Schaffernak.	Osterreich.	Theoretische Betrachtungen und Modellversuche, insbesondere bezüglich der Wasserbewegung durch geschichteten Boden.	20	31

2.	Shin-Ichiro K a m b a r a und Shizu- wo Abe.	Japan.	Untersuchungen an bestehenden Däm- men.	25	33
3.	Dr Ing Fied- ler.	Tschecho- slovakiei.	Untersuchungen an bestehenden Däm- men.	22	34
4.	Pavlovsky und Davi- denkov.	Russland.	Näherungsformeln, Laboratoriumsver- suche und Beobach- tungen an bestehen- den Dämmen.	16	37
5.	Körner.	Deutschland	Allgemeine Betracht- ungen, insbeson- dere hinsichtlich der Wasserbewe- gung im Boden.	38	30
6.	Smreck.	Tschecho- slovakiei.	Laboratoriumsver- suche an Damm- Modellen insbesondere auch Stabilitätsun- tersuchungen.	18	35
7.	Tersmeden.	Schweden.	Beschreibung der Deiche am Göta-Ka- nal.	8	39
8.	De Vos.	Niederlän- disch- Indien	Theoretische For- meln, Modellversu- che und vollständi- ge Strombilder, so- wie Beobachtungen an bestehenden Dämmen.	50	32
9.	V r e e d e n- burgh.	Niederlän- disch- Indien	Elektrisches Verfah- ren für Modellver- suche und Strom- bilder.	14	45
10.	Pavlovsky.	Russland.	Theoretische Be- trachtungen, Strom- bilder und elektri- sche Modellversu- che.	14	36
11.	Gilboy.	Amerika.		37	46

Um eine rasche Orientierung über den Inhalt der Berichte zu ermöglichen ist in der Tabelle eine kurze, und darum der Art der Sache nach nicht ganz vollständige, Inhaltsangabe aufgenommen, aus der zu entnehmen ist, auf welche Art die Verfasser den umfangreichen Gegenstand, der von der Frage 2b umfasst wird, behandelt haben.

Est zeigt sich, dass die Art der Behandlung des Gegenstandes bei den verschiedenen Verfassern sehr verschieden ist. Obwohl die Berichte wie vorzüglich auch jeder an und für sich ist naturgemäss nicht alle hinsichtlich der Beantwortung der Frage 2b gleichen Wert haben, hat die bezüglich der Reichweite der Frage weit auseinander gehende Auffassung der Verfasser doch auch ihren besonderen Vorteil; es wurde dadurch nicht allein die gestellte Frage im engeren Sinn, sondern auch eine Reihe von damit im Zusammenhang stehenden Fragen zur Erörterung gebracht.

Viele Berichte geben Theorien und Formeln in verkürzter Form wieder, die in verschiedenen Büchern und Veröffentlichungen eingehender behandelt sind, oder sie verweisen auch nur kurzweg nach solchen. Um eine bequeme Uebersicht über die angeführten Literaturquellen zu vermitteln, wurde in der Beilage I des allgemeinen Berichtes ein Literaturnachweis zusammengestellt, in dem die in den diversen Berichten erwähnten Schriften zusammengefasst sind; die verschiedenen Quellen sind dort mit fortlaufenden römischen Ziffern nummeriert, mit welchen sie auch in dem vorliegenden allgemeinen Bericht im weiteren bezeichnet werden sollen.

So wie die Frage 2b gestellt ist, wird wohl in erster Linie eine theoretische Analyse der sich bei der Durchströmung von Dämmen und deren Unterlage ergebenden Erscheinungen verlangt.

Aus den eingelaufenen Berichten ergibt sich indessen mit grosser Deutlichkeit, dass die reine Theorie noch sehr wenig entwickelt ist und vorläufig das Problem noch auf noch lange nicht überwundene Schwierigkeiten stösst. Es zeigt sich jedoch, dass das Problem durch näherungsweise Rechenmethoden und vor allem durch auf verschiedene Weise ausgeführte Laboratoriumsversuche in den meisten Fällen derart behandelt werden kann, dass man doch eine Vorstellung über die zu erwartenden Strombilder bekommt.

Um zu einer einfachen Einteilung der Berichte nach deren Inhalt zu gelangen, erschien es dem Berichtersteller darum auch als zulässig unter die theoretischen Abhandlungen alle jene einzureihen, welche die Darstellung des Strömungszustandes entweder

auf dem Wege der reinen Theorie, oder mittels Näherungsformeln, oder schliesslich auch durch das Aufzeichnen der beim Modellversuch beobachteten Strombilder erreichen. Als in diese *erste Gruppe* der *theoretischen Berichte* fallend können derart gerechnet werden die Berichte N1, N4, N6, N8, N9, und N10.

Nebst den theoretischen Abhandlung sind diejenigen Berichte von grossem Interesse, in denen an bestehenden Dämmen ausgeführte Beobachtungen mitgeteilt werden. Derartige Daten werden in den Berichten N2 und N3 als Hauptinhalt gegeben; ausserdem werden auch in den Berichten N4 und N8 einige derartige Angaben gemacht. Alle diese Berichte sind in die *zweite Gruppe* eingeteilt.

Eine Sonderstellung nehmen der Bericht N5, in dem Betrachtungen über die Grundwasserbewegung im allgemeinen und insbesondere auch über die Wasserbewegung in der kapillaren Zone gegeben werden, sowie auch der Bericht N7 ein, der eine Beschreibung der Konstruktion der Abschlussdeiche am Götakanal enthält. Diese beiden Berichte, wiewohl sehr verschieden von Inhalt sind in eine *dritte Gruppe* eingeteilt.

Um den Inhalt der einzelnen Berichte nicht zu sehr zu zersplittern, werden dieselben gruppenweise, als nicht unterteiltes Ganzes, besprochen werden. Formeln und Berechnungen werden in dem allgemeinen Bericht nicht oder nur ausnahmsweise angeführt, um den Bericht nicht zu umfangreich zu machen. Es wird bloss erwähnt werden, welche Theorien, Methoden und Resultate in den Originalrapporten gegeben werden; bezüglich der Einzelheiten wird auf die betreffenden Berichte selbst verwiesen.

Erste Gruppe.

Theoretische Berichte.

Bericht N° 1 (Dr Schaffernak).

Die in diesem Bericht enthaltenen Betrachtungen beziehen sich speziell auf die Wasserbewegung in nicht homogenem Boden, der aus horizontalen, geneigten oder vertikal gerichteten Schichten besteht, von denen jede für sich homogen und von durchaus gleichbleibender Dicke ist, aber von untereinander verschiedener Durchlässigkeit. Unter Verweisung auf (I) und (II) wird erwähnt, dass dort gezeigt ist, dass beim Uebergang eines Stromfadens aus einer Schichte in die andere eine scharfe Ablenkung desselben eintreten muss, analog der Brechung eines Lichtstrahls an der Grenzfläche

zweier Medien, und zwar derart, dass die Tangenten der Winkel, welche die beiden Aeste des Stromfadens mit der Grenzfläche einschliessen, sich wie die Durchlässigkeitskoeffizienten der Schichten verhalten.

Bei sehr geringer Dicke der Schichten, oder mit anderen Worten, wenn der Boden aus abwechselnden dünnen Schichten zwei verschiedener Bodenarten mit den Durchlässigkeitskoeffizienten k_1 und k_2 besteht, kann eine mittlere Durchlässigkeit für den Boden in seiner Gesamtheit angegeben werden; diese wird jedoch in verschiedenen Stromrichtungen verschieden sein. Der betreffende Wert k_a kann ausgedrückt werden in k_{\min} und k_{\max} , das sind die Durchlässigkeitskoeffizienten in einer Richtung senkrecht, beziehungsweise parallel zur Schichte, und diese ihrerseits wieder durch die k_1 — und k_2 — Werte der Schichtenmaterialien.

Wenngleich also sowohl für fein wie auch für grob geschichteten Boden eine exakte mathematische Lösung vieler Probleme grundsätzlich möglich ist, werden gemäss dem Verfasser derartige Lösungen in der Regel auf so viel Schwierigkeiten stossen, dass sie keine brauchbaren Resultate ergeben werden.

Der Verfasser weist darauf hin, dass bei homogenem Material die auf die Grundwasserströmung bezüglichen Probleme durch aus Modellversuchen gewonnene Strombilder oder durch grafische Konstruktion der Strombilder nach den Lehren der Potentialströmung, gelöst werden können; bei nicht homogenem Material gestaltet sich das Problem schwieriger, jedoch wird man innerhalb jeder homogenen Schichte für sich, die Wasserbewegung als Potentialströmung auffassen können. Nebst den gewöhnlichen Randbedingungen, wie sie für durchaus homogenen Boden gelten, müssen daher auch die Bedingungen in Betracht gezogen werden, die für den Uebergang aus einem Material in ein anderes gelten, das sind die von Dachler angegebenen Regeln (I). Der Verfasser untersucht dann, welche Modellgesetze erfüllt sein sollen um Aehnlichkeit der Strombilder beim Objekt und im Modell zu erzielen und gibt an, dass diese erhalten wird, wenn bloss das Verhältnis der k -Werte der natürlichen Materialien gleich dem ist, das sich für die im Modell verwendeten Materialien ergibt; sofern man die wirkliche schichtenweise Durchlässigkeit durch die mittlere Durchlässigkeit ersetzt, wie dies bei dünn geschichtetem Boden zulässig ist, muss überdies die Bedingung erfüllt sein, dass das Verhältnis $\frac{k_{\max}}{k_{\min}}$ für Modelle und Objekt gleich ist.

In dem auf richtige Weise durchgeführten Modellversuch sieht der Verfasser das universale Mittel zur Lösung der gegenständlichen Grundwasserprobleme. In seinem Bericht sind einige Abbildungen von untersuchten Modellen aufgenommen; das bei diesen Modellversuchen angewendete Verfahren besteht darin, dass durch das Einbringen von Farbstoff in die vom Wasser durchströmten Modelle einige Strombahnen sichtbar gemacht werden,

Aus den beigegebenen Abbildungen ist zu erschen, wie sich bei einem in einem Gefäss auf einer durchlässigen Unterlage gelagerten Modell einer horizontalen Fundierungsplatte, die Form von zwei Stromlinien ändert, sobald der Untergrund anstatt aus homogenem Material aus einem Material besteht, das auf verschiedenartige Weise geschichtet ist. Weiters sind noch einige Abbildungen eines einen nicht homogenen Damm darstellenden Modells aufgenommen, aus denen, wie im übrigen auch aus den früher erwähnten Abbildungen deutlich hervorgeht, wie sich an einer Grenzfläche die Richtung des Stromfadens ändert.

Für den Fall, dass man mit fein geschichtetem Material zu tun hat, wird unter Hinweis auf (III) ein Näherungsverfahren beschrieben, mit dem, sofern die mittleren Durchlässigkeitskoeffizienten k_{\max} und k_{\min} in den Hauptrichtungen senkrecht und parallel zu den Schichten bekannt sind, Stromfiguren gezeichnet werden können. Das Verfahren besteht kurz gesagt darin, dass das Modell derart dimensioniert wird, dass die horizontalen Abmessungen desselben in bestimmter Weise verkleinert werden. Dieses geänderte Modell kann dann als homogen behandelt und dafür das passende Strömungsbild gezeichnet werden. Durch Rückverwandlung in den richtigen Masstab wird das derart erhaltene Strömungsbild umgeformt und stellt in seiner neuen Gestalt dann den Strömungszustand für das geschichtete Material dar. Diese Methode ist nur für bestimmte einfache Randbedingungen, wie solche z. B. für die Umströmung von lotrechten Wänden gelten, vollständig exakt, in allen anderen Fällen ist sie nur angenähert richtig. Für den Fall von geschichtetem Boden unter einer horizontalen Fundierungsplatte wird von dieser Methode ein ausgearbeitetes Beispiel gegeben.

Schliesslich wird noch unter Verweisung auf (IV) für einen Erddamm, dessen Aussenböschung mit einer porösern Schichte abgedeckt ist, die Sickerlinie mit Hilfe von Näherungsformeln berechnet. Aus der angegebenen Berechnung ergibt sich eine Linie, die — was deren allgemeinen Verlauf beim Uebergang aus dem

einen in das andere Material betrifft — gute Uebereinstimmung zeigt mit der auf dem Wege des Modellversuches gefundenen Linie. Der Verfasser verwendet jedoch zur Berechnung Formeln, die nur eine Annäherung erlauben; zum Beispiel wird in denselben der Tatsache nicht Rechnung getragen, dass die Sickerlinie in ihrem Ausgangspunkt in der wasserseitigen Böschung, die eine Potentiallinie darstellt, senkrecht zu dieser stehen muss.

Bericht N° 4 (Prof. N. N. Pavlovsky und R. N. Davidenkoy).

In dem Bericht werden die wichtigsten, von dem Werk (V) beinhalteten Schlussfolgerungen mitgeteilt; in diesem kommen hydraulische Näherungsformeln und nicht rein hydrodynamische zur Verwendung, wozu der Verfasser selbst bemerkt dass sie nur eine näherungsweise Lösung des Problems geben.

Der Verfasser betrachtet einen auf einer horizontalen undurchlässigen Unterlage aufruhenden Erddamm als ein hydraulisches System, durch das Wasser strömt. Zwecks Entwicklung der Sickerlinie für den homogenen Damm wird angenommen dass der Damm aus drei Teilen besteht: einem Vorder-, einem Mittel-, und einem rückwärtigen Teil; diese werden untereinander getrennt durch vertikale Grenzlinien, von denen vor allem die vorderste ein wenig willkürlich ist. Durch alle drei Teile strömt gleich viel Wasser. Für jeden Damnteil werden Formeln aufgestellt, die hierauf untereinander mit Zuhilfenahme der Bedingung verbunden werden, dass durch jeden Damnteil eine gleich grosse Wassermenge strömt. Auf diese Weise entsteht für die Sickerlinie eine Reihe von 4 Gleichungen, durch welche dieselbe vollständig bestimmt ist. Obwohl die Linie durch diese Formeln gewiss nicht richtig wiedergegeben werden wird, ist die allgemeine Form derselben jedenfalls sehr logisch, da sich eine Linie ergibt, die — wie gefordert wird — senkrecht zur Vorderböschung stehend beginnt, im Mittelteil parabolisch verläuft und an der Aussenböschung in einer gewissen Höhe oberhalb des Aussenwasserstandes endigt. Dass die Linie nicht richtig ist, erhellt z. B. daraus, dass für den Fall einer vertikal stehenden Aussenböschung die Gleichung eine Endausströmungshöhe 0 liefern würde und das Wasser demzufolge an dieser Stelle mit unendlich grosser Geschwindigkeit durch einen Querschnitt 0 strömen müsste, was natürlich nicht möglich ist.

Aus den Formeln werden u. a. die folgenden, auch in anderen Berichten vorkommenden Schlussfolgerungen gezogen :

a. — Die Form der Sickerlinie ist unabhängig von der Art des Dammmaterialies.

b. — Die Sickerwassermenge ist proportional dem Durchlässigkeitskoeffizienten.

c. — Die Form der Sickerlinie ist für geometrisch ähnliche Profile die gleiche.

d. — Eine Vergrößerung der Breite der Dammkrone beeinflusst die Form des stromabwärtigen Teiles der Sickerlinie nur wenig.

e. — Flachere Aussenböschungen bewirken ein Steigen, flachere Vorderböschungen ein Senken des stromabwärtigen Teiles der Sickerlinie.

f. — Die Sickerwassermenge ist desto grösser, je steiler die wassersseitige und luftseitige Böschung ist.

Für den Erddamm mit Kern wird ein System von 5 Näherungsgleichungen angegeben, womit die Form der Sickerlinie berechnet werden kann. Ueberdies wird die bekannte virtuelle Methode zur Konstruktion dieser Linie behandelt, bei welcher man den Damm mit Kern durch eine bestimmte Masstabänderung in einen homogenen Damm verwandelt, hiefür die Sickerlinie zeichnet und diese darauf durch Umarbeitung der Figur auf den richtigen Masstab in die dem Damm mit Kern entsprechende Sickerlinie umformt.

Der Verfasser erwähnt dass in seinem Werk (V) auch Berechnungen für drainierte Dämme enthalten sind, ohne dass er diese jedoch in seinem Bericht wiedergeben würde. Zuzufolge dem Verfasser lässt sich durch theoretische Ueberlegungen der Nachweis führen, dass solche Drains ein vorzügliches Mittel sind, um den stromabwärtigen Teil der Sickerlinie tiefer zu legen; ausserdem lenkt er die Aufmerksamkeit auf die Möglichkeit der Verwendung von Sanddämmen mit «verkleinertem Profil», vor allem bei Vorhandensein von Drainagen.

Auf Grund von Laboratoriumsversuchen wird gezeigt dass die von dem Verfasser für die Sickerlinien angegebenen Formeln auf befriedigende Weise bestätigt werden.

Von den Laboratoriumsversuchen werden einige Beispiele angeführt und wegen weiterer Einzelheiten auf (VI) verwiesen.

Hingewiesen wird darauf, dass die Versuche auch auf elektrischem Wege ausgeführt werden können, also durch Verwertung

der elektrodynamischen Analogie, ferner mittels der Methode der hydraulischen Integratoren, wobei das Wasser zwischen zwei in sehr kleinem Abstand voneinander angeordneten parallelen Platten strömt, oder indem man in Versuchseriennen eingebaute Modelle von Wasser durchströmen lässt, während schliesslich auch Beobachtungen an bestehenden Dämmen angestellt werden können.

Betreffend ausgeführter Untersuchungen wird verwiesen auf (VI), indessen wird in dem Bericht selbst über diese und die daraus gezogenen Schlussfolgerungen ebenfalls kurz das folgende mitgeteilt.

Die Mehrzahl der Versuche wurde ausgeführt in zur Gänze aus Holz bestehenden Behältern, später in hölzernen Behältern mit einer Glaswand. Das Niveau der Sickerlinie wurde zuerst bestimmt mit Rohren die in ihrer ganzen Länge gelocht waren, später mittels Rohren die gerade nur bis zur Sickerlinie hinunter reichten. Sehr zurecht bemerkt der Verfasser dass die letzt erwähnte Methode einwandfreier ist; bei der ersteren werden nämlich durch die Rohre Punkte miteinander in Verbindung gebracht, in denen verschiedenes Potential herrscht, wodurch eine Störung des richtigen Potentials zustande kommen muss. Die meisten Modelle bestanden aus ziemlich einheitlichem Sand und waren ca. 50 cm hoch. Gemessen wurde die durchgeströmte Menge, die Lage der Sickerlinie und zugleich der Druck in verschiedenen Punkten des Bodens, während überdies auch die Stabilität hinsichtlich Ausspülung untersucht wurde.

Das Programm der Versuche umfasste die folgenden Fragen :

I. — Durchströmung von Dämmen auf undurchlässiger Unterlage.

- a. — Einfluss der Dammböschung.
- b. — Einfluss der Breite der Dammkrone.
- c. — Einfluss der Dammdrainage.
- d. — Einfluss des Dammateriales.

II. — Durchströmung von Dämmen auf durchlässiger Unterlage.

e. — Einfluss der Dicke der durchlässigen Schichte.

f. — Einfluss der Tiefe des Grundwassers unterhalb des Dammes. Die im vorstehenden angeführten Schlussfolgerungen wurden durch die Versuche bestätigt; dieselben können noch wie folgt ergänzt werden :

g. — Flache Aussenböschungen bieten besseren Widerstand gegen Ausspülung als steile.

h. — Die Stabilität der Aussenböschung wird durch eine Verbreiterung der Krone nicht erhöht.

i. — Die Sickerlinie senkt sich mit zunehmender Dicke des durchlässigen Untergrundes, wobei zugleich die gesamte Sickerwassermenge zunimmt.

j. — Die Sickerlinie schneidet die Aussenböschung des Dammes selbst dann, wenn das Grundwasserniveau in einigem Abstand dahinter auf einem niedrigeren Niveau festgehalten ist.

Bericht N° 6 (A. Smreek).

Der Bericht enthält ausschliesslich Mitteilungen und Abbildungen, die sich auf ausgeführte Versuche mit Dammodellen beziehen; theoretische Betrachtungen oder Formeln werden nicht gegeben. Die Untersuchung bezweckt hauptsächlich festzustellen wie Erddämme, die der Einwirkung von einseitig auf denselben lastendem Wasser ausgesetzt sind, sich hinsichtlich des kapillar eindringenden und des durchströmenden Wassers verhalten, und überdies auch das Studium der Erscheinungen, die sich zu Beginn und während des Verlaufes der Dammerstörung einstellen.

Von den Versuchen mit einem homogenen Erddamm werden Daten mitgeteilt, die an Hand von Figuren näher erläutert sind; es wird angegeben auf welche Weise das Wasser in den Dammkörper eintritt und durch denselben durchzieht, welche Form die Sickerlinie bei verschiedenen Wasserständen annimmt, wie die kapillare Geschwindigkeit in vertikalem und horizontalem Sinn mit der Zunahme der Zeit abnimmt, ferner, wie hoch sich bei verschiedenen Wasserhöhen die durchströmende Wassermenge stellt, und schliesslich auch, wie sich Beginn und Verlauf der Ausspülung des Dammfusses gestalten.

Von einem aus kleinen Steinflücken aufgebauten Damm werden die gekrümmten Linien der Flüssigkeitsniveaus im Damm für verschiedene Beckenwasserstände gezeigt und nebstdem die bei diesen Wasserständen durchgeströmten Wassermengen, wie auch der Verlauf des Materialabtrages im Dammlauf mitgeteilt.

Weiters wird noch über Versuche mit Dammodellen aus Steinflücken und aus Sand berichtet, die an der Vorderseite mit einer wasserdichten Wand abgedeckt waren, über deren oberen Rand hinweg verschiedene Wassermengen in den Dammkörper eindringen. Aus diesen Versuchen erhellt dass der Zustand im rückwärt-

ligen Teil des Dammes hinsichtlich der Lage der Sickerlinien, sowie des Zeitpunktes des Beginnes und des weiteren Verlaufes des Dammabtrages praktisch derselbe bleibt, gleichgiltig ob das Wasser in einer bestimmten Menge über den Dichtungsschirm stürzt oder durch einen gleichartigen Damm ohne Schirm strömt.

Alle untersuchten Modelle waren in einer 1,00 m breiten und 1,05 m hohen Versuchsrinne eingebaut; die Versuchsdämme waren auf dem Boden der Gerinne errichtet und stellen sonach Dämme auf undurchlässiger Unterlage vor.

Die beigegebenen Abbildungen der Sickerlinien für verschiedene Wasserstände und Dammformen lassen deutlich erschen dass die Ausströmungshöhe am Dammfuss stets einen beträchtlichen Wert behält und dass die allgemeine Form, sowie sie in der Fig. 1b angegeben ist, im grossen und ganzen eine gute Uebereinstimmung zeigt mit der mittels der Näherungsformeln des Berichtes N⁴ bestimmten Form.

Bericht N° 8 (de Vos).

Der Verfasser gibt einleitend die bekannten Näherungsformeln der Sickerlinie eines homogenen, rechteckigen Erddammes auf undurchlässiger Unterlage und zeigt dass diese nicht richtig sein können. Unter Verweisung auf (VIII) und (IX) wird von demselben erwähnt dass Versuche ergaben, dass in Widerspruch mit dem, was diese Formeln lehren, die Endausströmungshöhe bei einem Aussenwasserstand 0 nie 0 wird, sondern immer noch eine beträchtliche Höhe behält; auch wenn der Aussenwasserstand nicht 0 ist, liegt der Austrittspunkt immer oberhalb des Aussenwasserstandes. Mit Zuhilfenahme einer in (VIII) enthaltenen Ableitung wird gezeigt, in welcher Höhe die Sickerlinie bei einem Aussenwasserstand 0 ausmündet und hievon ausgehend wird eine neue Formel für die Sickerlinie angegeben.

Aus der Theorie der Potentialsströmung ist bekannt, dass die Strom- und Potentiallinien -sofern sie mit gleichen Parameterunterschieden gezeichnet werden- Strombilder ergeben, die aus einem Netzwerk sich unter 90° schneidender Linien bestehen, dessen Maschen Quadrate sind. Ein bekanntes derartiges Strombild ist jenes eines Bündels konfokaler Parabeln und es wird nachgewiesen, dass dieses Strombild, von dem eine Abbildung gegeben wird, für die Durchströmung eines homogenen Erddammes gilt,

der auf undurchlässiger horizontaler Sohle aufruhrt; hierbei muss die Vorderseite des Dammes ebenfalls eine Parabel sein und unter dem luftseitigen Dammfuss eine sich vom Brennpunkt der Parabeln nach auswärts erstreckende Drainage liegen. Die Sickerlinie ist dann ebenfalls eine Parabel gemäss derselben Formel, die sich auf Grund der in (VIII) angestellten Betrachtungen ergibt.

Dieses also theoretisch vollständig bekannte Strombild, von dem mittels der theoretischen Formeln für jeden Punkt die Grösse und Richtung der Geschwindigkeit, der Wert des Potentials und die durchgeströmte Wassermenge berechnet werden können, wird als Grundform für andere verwickellere Fälle verwendet.

Aus den Formeln werden einige allgemeine Schlussfolgerungen gezogen, deren wichtigste die folgende sind.

a. — Die Form des Strombildes ist unabhängig von der Bodenart des Dammes.

Im Zusammenhang mit dieser Schlussfolgerung werden die einfachen Modellregeln entwickelt, die beim Modellversuch beachtet werden müssen.

b. — Berechnet werden die Höhe des Ausströmungsquerschnittes in der Vertikalen durch den Brennpunkt, sowie die Breite des horizontalen Ausströmungsquerschnittes in der Drainage, und im Zusammenhang damit auch die Abmessungen, welche die Drainage zu erhalten hat.

c. — Gezeigt wird dass bei den Drainage viel grössere Ausströmungsgeschwindigkeiten auftreten, als solche auf Grund der bekannten Theorie der hydraulischen Gradienten bei den meisten wasserbaulichen Konstruktionen zugelassen werden, woraus für Drainagen die Notwendigkeit einer sehr sorgfälligen Konstruktion folgert. Ferner wird nachgewiesen, dass diese Ausströmungsgeschwindigkeiten durch Verbreiterung des Dammes oder Verminderung der gestauten Wasserhöhe nicht verringert werden können, da die Ausströmungsgeschwindigkeiten allein vom Durchlässigkeitskoeffizienten des Dammaterials abhängig sind und unabhängig von der Dammform.

In der Folge wird angeführt, auf welche Arten die Richtigkeit dieses theoretischen Strombildes nachgeprüft werden kann. Das einfachste Verfahren scheint zu sein, an Modellen die durchgeströmte Menge zu messen und zu untersuchen ob diese sich mit der aus der Formel berechneten deckt, oder, was auf dasselbe herauskommt, den Durchlässigkeitskoeffizienten für aus dem

gleichen Material bestehende Dämme aus den durchgeströmten Wassermengen zu berechnen, die bei verschiedenen Stauhöhen gefunden werden; es müssen sich dann hierfür gleiche Werte ergeben. Es wird nachgewiesen dass diese Methode nicht genau ist, weil durch die Dammmodelle ausser dem Sickerwasser auch kapillares Wasser in unbekannter Menge durchströmt, das zusammen mit dem eigentlichen Sickerwasser gemessen wird, weshalb sich die Gesamtmenge zu gross ergibt. Eine zweite Methode könnte darin bestehen, die Strombahnen mittels Farbstoff sichtbar zu machen; die eigentliche Sickerlinie kann auf diese Weise jedoch auch nicht eiwandfrei festgestellt werden, da aus der Sickerzone oft Wasser in die kapillare Zone übertritt oder umgekehrt und die Stromlinien in der Nähe der Sickerlinie dadurch stark gestört werden. Als am besten geeignet wird die Methode erkannt, bei der die Sickerlinie, die identisch ist mit jener Niveaulinie, in der der Druck gleich dem atmosphärischen ist, mittels Standrohren angepeilt wird, die gerade bis zu dieser Linie hinabreichen; die Erreichung dieses Zustandes ist hierbei daran zu erkennen, dass sich in den Rohren eben ein freier Flüssigkeitsspiegel zu bilden beginnt.

Aus zahlreichen ausgeführten Messungen ergibt sich, dass die theoretische Sickerlinie mit der angepeilten vollständig übereinstimmt.

Das theoretische Strömungsbild hat für die Praxis unmittelbar einen ziemlich geringen Wert, da die wirklichen Dämme eine ganz andere Form haben.

Auf dem Wege des Versuches wird nun untersucht, wie sich das Standard-Strombild bei anderen Dammformen ändert. In erster Linie wird der Einfluss der Neigung der Vorderen Böschung untersucht, indem bei dem gleichen Damm durch Wegnahme von Bodenmaterial auf der Vorderseite die Böschung im Bereich $\infty : 1$ bis $0 : 1$ variiert wird. Die Sickerlinie wird durch Standrohre eingemessen, die durchgeströmte Menge bestimmt und einige Stromfäden durch Färbung sichtbar gemacht. Hierauf werden von jedem Fall vollständige Strombilder gezeichnet, deren Richtigkeit mittels der gemessenen und der aus den Figuren berechneten Q-Werte kontrolliert werden kann.

Auf Grund dieser Untersuchungen werden die folgenden Schlüsse gezogen :

a. — Die Neigung der Vorderböschung beeinflusst die Lage des rückwärtigsten Teiles der Sickerlinie nur wenig, verursacht jedoch

eine Senkung derselben; die Sickerlinie entspringt senkrecht zur Vorderböschung.

b. — Die Sickerverluste werden durch die Böschungsneigung nur in geringem Mass beeinflusst.

c. — Die grösste Eintrittsgeschwindigkeit tritt in Höhe der Wasserlinie auf.

Anschliessend wird eine Näherungsformel gegeben für die Bestimmung der Ausströmungshöhe eines Dammes mit vertikaler Aussenböschung beim Vorhandensein von Aussenwasser; hiebei wird darauf hingewiesen dass die gefährliche grosse Austrittsgeschwindigkeit bei Verwendung einer Drainage dadurch verringert werden kann, dass der Wasserstand in der Drainage auf einer gewissen Höhe fixiert wird.

Ferner wird eine Näherungsmethode mitgeteilt zur Aufsuchung des Verlaufes der Sickerlinie bei nicht drainierten Dämmen, um jene Höhe der Aussenböschung zu bestimmen, in welcher der Austritt des Sickerwassers zu erwarten ist.

Hierauf gibt der Verfasser Berechnungsmethoden an zur Bestimmung der Sickerlinie in einem Damm, der aus zwei vertikalen Streifen verschiedenartigen Materials zusammengesetzt ist, beziehungsweise in einem Damm mit dichterem Kern. Im Gegensatz zu der ziemlich allgemein angewendeten Theorie kommt er dabei zu dem Ergebnis, dass die Sickerlinie in diesem Fall keine kontinuierlich verlaufende Linie ist, sondern dass in dieser beim Uebergang von dem dichteren in das weniger dichte Material ein Sprung, beziehungsweise ein Fall auftritt. Die berechneten Linien werden an Hand von Versuchen überprüft und auf zufriedenstellende Weise bestätigt gefunden.

Im weiteren werden homogene drainierte Dämme auf einer Unterlage gleicher Durchlässigkeit untersucht, sowie auch ein Damm auf durchlässigem Boden mit wasserdichter Kernmauer, ein Kanalprofil im Auftrag mit drainierten Dämmen und ein drainierter Damm, der auf einer Unterlage mit grösserer Durchlässigkeit als jener des Dammmaterials aufruhet.

Von allen erwähnten Fällen werden vollständige Strombilder gegeben und gezeigt, dass diese alle gewünschte Auskünfte über den Strömungsvorgang zu verschaffen vermögen, weshalb sie denn auch das ideale Mittel zur Lösung derartiger Strömungsprobleme bilden. Aus den Figuren ist deutlich abzulesen, wie stark die Sickerlinie durch die Durchlässigkeit der Unterlage abgesenkt wird und

dass -wie auch im Bericht N1 erwähnt ist- am Uebergang von dem einen Bodenmaterial in das andere eine scharfe Umbiegung der Potential- und Stromlinien eintritt.

Bericht N° 9 (Vreedenburgh).

Dieser Bericht beinhaltet der Hauptsache nach eine Beschreibung der im Laboratorium für angewandte Mechanik der Technischen Hochschule in Bandoeng verwendeten elektrodynamischen Methode zur Untersuchung von zweidimensionalen Strömungszuständen von Wasser im Boden, wobei das Dammmodell als Flüssigkeitskörper dargestellt wird, sowie auch eine Beschreibung des hierfür benützten Instrumentariums.

Von den ausgeführten Untersuchungen werden einige hübsche Beispiele gegeben.

Eines dieser Beispiele betrifft das auch im Bericht N8 erörterte Strombild zweier Systeme konfokaler Parabeln, das zweite den ebenfalls im Bericht N8 behandelten Fall eines Kanalprofils im Auftrag mit drainierten Dämmen.

Bei dieser Art der Untersuchung des Strömungszustandes in Dämmen ergibt sich insoferne eine Schwierigkeit, als hierbei die Randbedingungen alle bekannt sein müssen, d. h. also, auch die Form der phreatischen Linie im Damm. Gerade diese, mit der Sickerlinie identische Linie aber ist jedoch in den meisten Fällen von vornherein nicht bekannt. Der elektrodynamischen Untersuchung muss daher in der Regel ein Versuch mit einem aus Bodenmaterial gebildeten Modell vorausgehen, an Hand dessen die phreatische Linie mittels Sondierrohren erst festgestellt wird.

Aus den ausgeführten Messungen ergibt sich, dass die theoretische Stromfigur der konfokalen Parabeln vollständig bestätigt wird; auch die im Bericht N8 auf grafischem Weg für das Kanalprofil im Auftrag gefundene Stromfigur wird hiedurch als recht genau nachgewiesen.

Für das eben erwähnte Beispiel eines Kanalprofils im Auftrag wird untersucht, zu welchem Ergebnis man kommt, wenn für die phreatische Linie ein geradliniger Verlauf angenommen wird. Es ergibt sich, dass ungefähr dieselbe Stromfigur erhalten wird, wenn -wie dies im gegebenen Fall zutrifft- die genaue und die Ersatzlinie wenig voneinander abweichen. Dass übrigens die phreatische Linie keine Gerade sein kann, ist ohne weiteres deutlich, wenn

man bedenkt, dass die Beginnpunkte der Potentiallinien auf einer solchen Linie nicht derartig liegen, dass die wirklichen Höhen mit den Potentialien gerade übereinstimmen.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Methode nicht allein auf den Fall von homogenen Dämmen angewendet werden kann, sondern auch auf Dämme, die aus Bodestreifen mit verschiedenen Durchlässigkeitskoeffizienten k bestehen; dabei wird dann so vorgegangen, dass dem Flüssigkeitsmodell eine örtlich verschiedene Dicke gegeben wird, und zwar im gleichen Verhältnis, in dem die Durchlässigkeitskoeffizienten sich zueinander verhalten. Ist die örtliche Verschiedenheit des Wertes der Durchlässigkeitskoeffizienten eine grosse, dann wird es von dem Verfasser als vorteilhafter erachtet, Flüssigkeitsschichten von gleicher Dicke zu verwenden, diese jedoch -in Uebereinstimmung mit den örtlichen k -Werten- mit verschiedenem spezifischen Widerstand anzulegen und die einzelnen Zonen untereinander durch dünne Zwischenwände aus einem Material zu trennen, dessen spezifischer Widerstand gleich dem des einen oder andern der getrennten Flüssigkeiten ist.

Bericht N° 10 (Pavlovsky).

Der Verfasser behandelt speziell das Problem der Strömung von Wasser durch einen homogenen, unter einem undurchlässigen Damm oder einer undurchlässigen Fundierungsplatte vorhandenen Boden; die Arbeit des Verfassers betrifft also ein Problem, das für den Dammbau zwar sicherlich auch von Interesse ist, indessen das Dammpproblem nicht in seiner Gänze umfasst, da im allgemeinen auch durch den Damm selbst Wasser strömt; die behandelte Aufgabe weicht von dem allgemeinen Problem überdies insoferne ab, als bei dieser kein unbekannter freier Wasserspiegel vorkommt.

In dem Bericht wird vorerst unter Verweisung auf (VII) eine kurze Uebersicht über die Theorie der zweidimensionalen Potentialströmung gegeben; im Anschluss werden die allgemeinen Differentialgleichungen für diese Strömungsart aufgestellt, sowie auch die Randbedingungen, denen in dem gegenständlichen besonderen Fall entsprochen werden muss; der Verfasser stellt die von ihm behandelte Aufgabe also rein mathematisch physikalisch. Er bemerkt dass mathematisch bewiesen werden kann, dass für jedes derartige Problem stets eine einzige Lösung möglich ist und dass

insbesonders die früher und auch heute noch vielfach verwendete Theorie von Bligh betreffend die hydraulische Gradiente aus diesem Grunde unrichtig ist.

Hierauf gibt er die allgemeine Methode für die mathematische Lösung des Problems an, die auf dem Verfahren der konformen Transformation beruht, und teilt die hierfür geltenden Gleichungen mit.

Als Beispiele sind für eine Fundierungsplatte mit Spundwand die Strömungsfiguren für verschiedene Fälle ausgearbeitet, und zwar für die Anordnung der Spundwand am vorderen Rande der Platte, beziehungsweise in einem Abstand von $\frac{1}{4}$ der Plattenlänge von diesem und in der Plattenmitte. Aus diesen hübschen Figuren ist deutlich zu ersehen, dass bei jedem der untersuchten Fälle der Verlauf der Strom- und Potentiallinien vollkommen durch die Form der Platte beherrscht wird, beziehungsweise durch die von der Platte gegebenen Randbedingungen; in den Figuren sind überdies auch unmittelbar die Stellen zu erkennen, an denen gefährlich grosse Geschwindigkeiten auftreten.

Für eine Fundierungsplatte mit drei Dammwänden wird der Verlauf des Unterdruckes angegeben, wobei sich zeigt, dass dieser stark von der der Theorie von Bligh entsprechenden geraden Linie abweicht.

Schliesslich wird noch das Strömungsbild für den einfachen Fall eines undurchlässigen Dammes gezeigt, der auf einer, auf allen Seiten durch die Wände des Versuchsgefässes abgeschlossenen durchlässigen Unterlage aufruht; diese theoretische Strömungsbild wurde durch Laboratoriumsversuche kontrolliert.

Ohne dass näher in theoretische Betrachtungen und Herleitungen eingegangen würde, werden für die Fälle:

- a. — einer Platte mit in der Mitte angeordneter Spundwand, und
 - b. — eines Dammes auf durchlässiger Unterlage,
- die Formeln für das Potential und die Geschwindigkeit mitgeteilt.

Im weiteren wird eine durch Zeichnung verdeutlichte Beschreibung eines Apparates geliefert, mit dem auf Grundlage der Methode der elektrodynamischen Analogie Strömungsbilder erhalten werden können, und das Verfahren auseinandergesetzt, mit dem hiebei vorzugehen ist; verschiedene der derart gewonnenen Strömungsbilder werden gezeigt; zufolge dem Verfasser liegt der grosse Vorteil dieser experimentellen Methode im Vergleich zu der umständlichen und häufig wegen mathematischer Schwierigkeiten praktisch

unbrauchbaren theoretischen Methode darin, dass hierbei die Bilder auf rasche und billige Weise erhalten werden können und dass man überdies Bilder bekommt, die mit der exakten theoretischen Lösung vollständig übereinstimmen; auch Strömungsfälle in nicht homogenem Boden können mit diesem Verfahren auf einfache Weise gelöst werden, während die Methode -wenn auch mit einigen Abänderungen- ausserdem geeignet ist zur Lösung von Problemen, die sich bei der Strömung durch Dämme und Deiche und bei dreidimensionalen Strömungszuständen ergeben, und ebenfalls bei den mit Drainagen, Sickerungen, Rissen in Bekleidungen u. a. im Zusammenhang stehenden Aufgaben.

Der Verfasser beschliesst seinen Bericht, indem er einige Schlüsse hydromechanischer (A) und hydrotechnischer Art (B) zieht, die kurz wiedergegeben wie folgt lauten:

A. —

a. — Die Werte der Hauptfunktion $h(x, y)$ für durchlässigen Boden unter einem Damm sind unabhängig von dem Durchlässigkeitskoeffizienten und linear abhängig von dem gesamten Druckunterschied; der Bau der Formeln hängt allein von der Umrissform der durchlässigen Schichte ab.

b. — Der Unterdruck unter einer Platte verläuft nicht geradlinig, sondern nach einer zusammengesetzten Kurve.

c. — Der Wert der Sickergeschwindigkeit und die Menge des Sickerwassers sind proportional dem Durchlässigkeitskoeffizienten und dem gesamten Druckunterschied; die Type der Formeln für die Geschwindigkeiten und Mengen des Sickerwassers sind gänzlich von der Umrissform der durchlässigen Schichte abhängig.

d. — Die Form der Strom- und Potentiallinien ist ausschliesslich von der Umrissform der durchlässigen Schichte abhängig und unabhängig vom k -Wert und von der Druckhöhe.

B. —

a. — Für den Entwurf eines Dammes ist die Anwendung der Theorie von Bligh oder anderer empirischer Verfahren vollständig unzureichend; die notwendigen Einblicke in den Strömungszustand müssen auf dem Wege von hydromechanischen Methoden gesucht werden, wie solche in dem Werk (VII) des Verfassers behandelt sind.

b. — Die Methode der elektro-hydrodynamischen Analogie ist von sehr grosser Bedeutung für die Lösung von theoretischen und praktischen Problemen.

c. — Die Länge des Sickerweges bietet keine genügende Garantie für die Sicherheit eines Bauwerkes; nicht in der Verlängerung des Sickerweges, sondern in einer guten Formgebung der Dammunterseite liegt das Prinzip einer guten Konstruktion.

d. — Durch eine gute Formgebung der Dammunterseite kann die Dammlänge beträchtlich verkürzt werden.

e. — Die Mechanik des durchlässigen Bodens unter Dämmen ist noch nicht genügend entwickelt. Bei weiteren diesbezüglichen Untersuchungen wird man das Problem im Zusammenhang mit dem der Hydromechanik der Grundwasserströmung behandeln müssen.

Zweite Gruppe.

Untersuchungen an bestehenden Dämmen.

Bericht N° 2 (Shin-Ichiro Kambara und Shizuwo Abe).

Gemäss den Verfassern ist die einfachste und durchgreifendste Methode, um die Richtung und Grösse der Geschwindigkeit des durchströmenden Wassers und den Druck in jedem Punkt zu finden, in der Anbringung von Piézometerrohren gelegen, in denen der Druck unmittelbar gemessen werden kann. Mit Hilfe der gemessenen Druckwerte können dann die Flächen gleichen Druckes aufgestellt und hieraus wieder die Flächen gleichen Potentials bestimmt werden, aus denen ihrerseits schliesslich die Stromlinien, die senkrecht zu jenen stehen, abzuleiten sind.

Die Piézometerrohre bestehen aus vollständig geschlossenen, allein am unteren Ende offenen Rohren; die Steighöhe des Wassers gibt dann unmittelbar den am unteren Rohrende im Damm vorhandenen Druck an; die Piézometerrohre von verschiedener Länge, von denen die längsten bis auf die Dammbasis, die kürzesten bis zur Sickerlinie reichen, müssen in Reihen, die in geringem Abstand voneinander parallel zur Dammachse liegen, angeordnet werden; hiebei muss eine genügende Anzahl derartiger Reihen in einer Gruppe senkrecht zur Dammachse vorhanden sein, damit in bestimmten Querschnitten eine ausreichende Anzahl von Messpunkten entsteht. Für jede, durch eine Reihe von Rohren bestimmte Vertikale kann dann die Linie konstruiert werden, die den Druckverlauf angibt, und aus einer Gruppe derartiger, mit einem be-

stimmten untereinander gleichen Druckunterschied gezeichneten Linien wieder der Verlauf der Linien gleichen Druckes im Dammquerschnitt.

Indem man in dem Dammquerschnitt, in den die Linien gleichen Druckes eingetragen sind, in Höhenabständen, die gleich sind dem Druckunterschied der Linien gleichen Druckes, horizontale Linien zieht, werden die Acquipotentiallinien gefunden, da diese durch die Schnittpunkte der beiden Linienscharen gehen.

Die Stromlinien sind Linien, die senkrecht zu den Acquipotentiallinien stehen und können daher gezeichnet werden, sobald die ersteren bekannt sind.

Die Verfasser bemerken ferner, dass die Kenntnis der Strömungsgeschwindigkeit des Wassers von grosser Bedeutung ist. Eine unmittelbare Messung derselben ist jedoch nicht möglich; wohl kann indessen der Durchlässigkeitskoeffizient des Dammmaterials bestimmt werden und, sobald dieser, sowie die Potentiallinien bekannt sind, durch Rechnung auch die Geschwindigkeit.

Der Durchlässigkeitskoeffizient kann gemäss den Verfassern aus der Art und Weise, in der der Wasserstand in den Piezometerrohren sich allmählich ändert, berechnet werden, wofür sie von der durch Forchheimer in dessen «Hydraulik», 1930, S. 99 angegebenen Formel Gebrauch machen.

Ist der Durchlässigkeitskoeffizient k auf diese Weise bekannt, dann kann die Geschwindigkeit mithilfe der Formel von Darcy berechnet werden.

Die Wasserbewegung in der Unterlage des Damms kann auf dieselbe Weise wie im Damm selbst untersucht werden.

Im weiteren wird eine Beschreibung der beiden untersuchten Dämme gegeben, nämlich des Ono-Dammes und des Murayama-Dammes.

Der Ono-Damm ist bei einer Breite der Krone von 7,30 m 57,30 m hoch, hat wasserseitige Böschungen von 1 : 2,5 und 1 : 3, sowie luftseitige Böschungen von 1 : 2 und 1 : 3 und ist mit einem Puddelkern ausgestattet, der aus einem Gemenge von Kies-Sand und Lehm besteht und an einen in den Untergrund eingebundenen Belonschirm anschliesst. Der Damm selbst ist aus kräftig eingewalzten Schichten roten Bodens aufgebaut. Der Durchlässigkeitskoeffizient des Puddelmateriales wurde mittels Rohrversuches bestimmt und hierfür der sehr kleine Wert $k = 0,000056$ bis $0,000017$ cm/sec. gefunden. Der Dammteil hinter dem Kern ist durch Draingräben und durch im Boden verlegte Drainrohre entwässert.

Der Murayama-Damm hat eine Kronenbreite von 7,30 m, ist 30 m hoch, hat eine wasserseitige Böschung von 1 : 3 und eine luftseitige von 1 : 2 und ist mit einer im Dammfuss verlegten Drainage versehen; der Damm ist ebenfalls aus roten Bodensorten aufgebaut und mit einem Puddelkern ausgestaltet, der an einen Betonschirm anschliesst. Die Resultate der Versuche sind in einigen Figuren wiedergegeben. Untersucht wurde allein der Zustand der hinter dem Kern gelegenen Dammhälfte.

Beim Ono-Damm wurden für den Durchlässigkeitskoeffizienten des Dammmaterials mit der erwähnten Methode die folgenden Werte gefunden :

$$k = 0,0000042 \text{ cm/sec. (max.)}$$

$$k = 0,0000004 \text{ cm/sec. (min.)}$$

Diese Werte sind viel kleiner als k-Wert des Kernes und erscheinen unwahrscheinlich niedrig. Wären die gefundenen Werte richtig, dann würde derart der Kern durchlässiger als der eigentliche Dammkörper sein und hätte das Anbringen eines Kernes daher wenig Sinn. Der Berichtstatter kann sich des Eindruckes nicht erwehren, dass die gefundenen k-Werte nicht richtig sein können und die Messungen demzufolge beweisen, dass die Durchlässigkeitswerte mit der angegebenen Methode nicht auf zuverlässige Weise bestimmt werden können.

Würde aus dem Material ein homogener Damm mit den theoretisch errechenbaren Massen von 30 m Höhe und 150 m Breite gemacht werden, dann würde gemäss der im Bericht N4 gegebenen Formel die durchgeströmte Wassermenge sein :

$Q = k \times (\sqrt{H^2 + L^2} + L)$, wenn $k = 0,0000020 \text{ cm/sec.}$ angenommen wird, beziehungsweise,

$$Q = 0,0000020 \times 300 = 0,0006 \text{ cm}^3/\text{cm}^1 \text{ Dammbreite,}$$

Für einen Damm von 100 m Länge würde sich also eine Sickerung von 6 cm³/sec. ergeben, so dass ein derartiger Damm sohin als praktisch vollständig wasserdicht bezeichnet werden könnte.

Die für den Ono-Damm gegebene Darstellung des Verlaufes der Linien gleichen Druckes und gleichen Potentials, sowie die Stromlinien machen ebenfalls einen wenig wahrscheinlichen Eindruck. Es ist jedenfalls deutlich, dass die Linie für den Druck 0 die Sickerlinie vorstellt, die ihrerseits wieder die höchstgelegene Stromlinie ist. Auf dieser Linie müssten die Potentiallinien richtigerweise senkrecht stehen und nicht so spitzwinklig, wie dies in der Figur der Fall ist; überdies ist es auch unwahrscheinlich, dass

eine Stromlinie diese Sickerlinie schneiden sollte. Ferner ist es fast unmöglich, dass die drei angegebenen Stromlinien sozusagen in einem Punkt entspringen und von da aus so stark auseinander laufen, wie dies dargestellt ist.

Das Linienbild des Dammes Muruyama sieht viel weniger unwahrscheinlich aus, jedoch ist dasselbe auch noch teilweise so, dass Zweifel über die Richtigkeit der aus den Versuchen abgeleiteten Resultate aufkommen.

Es scheint dem Berichterstatter darum auch, dass die in dem Bericht mitgetheilten Ergebnisse vor allem den Beweis liefern, dass die Versuche an bestehenden Dämmen mit grossen Schwierigkeiten verbunden sind und die Resultate von solchen mit grosser Vorsicht behandelt werden müssen, eine Ansicht, die auch in anderen Berichten von verschiedenen Verfassern zum Ausdruck gebracht wird.

Bericht N° 3 (Dr. J. Fiedler).

In dem Bericht werden der Hauptsache nach die wichtigen, an 4 ausgeführten Erddämmen vorgenommenen Untersuchungen und Beobachtungen behandelt, zu denen der Bruch des einen der vier Dämme den Anlass gab. Von dem Verlauf des erwähnten Dammbruches, sowie von den dem Bruch vorausgegangenen Beschädigungen wird eine interessante Beschreibung gegeben.

Von den Dämmen wird eine Analyse der zur Verwendung gelangten Bodensorten und das Ergebnis von Wasserstandsbeobachtungen im Dammkörper mitgeteilt.

Der Verfasser kommt auf Grund der letzterwähnten Daten zu dem Schluss, dass derartige Beobachtungen wenig geeignet sind, um die beim Durchströmen von Dämmen auftretenden Erscheinungen zu analysieren, da die Wasserstände im Damm meistens nicht in direkter Abhängigkeit von der Höhe des Wasserspiegels vor dem Damm zu stehen scheinen; dies erklärt der Verfasser aus dem Umstand, dass die Sickergeschwindigkeit im Damm derart klein ist, dass grosse Zeiträume notwendig sind um eine Aenderung der Wasserspiegelhöhe im Reservoir auch in den Wasserstandsrohren erkennbar zu machen.

In dem vorliegenden allgemeinen Bericht kann auf die ausführlichen und interessanten Beschreibungen, die von den Dämmen gegeben werden, nicht näher eingegangen werden. Theoretische

Betrachtungen werden nicht angestellt und auch keine derartigen Schlussfolgerungen gezogen.

Die Schlussfolgerungen, zu denen der Verfasser schliesslich kommt, sind die folgenden :

1. — Die Gesetze, die für die Quersickerung des Wassers durch einen Staudamm gelten, unterscheiden sich nicht von den physikalischen Gesetzen, nach denen sich die Grundwasserbewegung vollzieht. In der Regel sind die an einem Staudamm aus Erde gemachten Beobachtungen infolge verschiedener Einflüsse, wie z. B. der Verteilung der Niederschläge, der Stauspiegelschwankungen, der ungleichmässigen Setzung und Verdichtung des Dammkörpers durch den Arbeitsvorgang, endlich der mehr oder weniger guten Wirkung einer besonderen Dichtungsschichte nicht ohneweiters, zuweilen sogar schwierig zu deuten.

Mit den gewöhnlich üblichen Standrohren und den Sickerwassermengemessungen auf der Dammluftseite wird die wünschenswerte Erweiterung der Kenntnisse über die Vorgänge im Innern eines Staudammes kaum erzielt werden können.

Dies ist nur möglich mit Hilfe von Einrichtungen, die die einwandfreie Erfassung der Ursachen der Dammdurchnässung in allen Damnteilen, insbesondere den becken nahen Damnteilen gestatten.

2. — In einem Staudamm mit schichtigen Gefüge, wie es durch die übliche Lagenschüttung und Walzung entsteht, erfolgt die Quersickerung, sofern nicht eine besondere und gute Dichtungsschichte vorhanden ist, innerhalb der einzelnen gewalzten Lagen, gewissermassen in von einander durch die Walzhaut getrennten Wasserstockwerken. (Bericht zur Frage 2a, Pkt. E, Untersuchungen am geborstenen Damm der weissen Desse).

3. — Die Dammunterströmung ist noch weniger erforscht als die Quersickerung. Die dem Berichterstatter bekannten, spärlichen Beobachtungen reichen nicht für die Feststellung einer Gesetzmässigkeit. Wenn der Damm, oder seine Dichtungsschichte (Herdmauer) nicht sorgfältig in den undurchlässigen Untergrund eingebunden wird, ist wohl immer mit einer Dammunterströmung zu rechnen.

Bericht N° 4 (Prof. N. N. Pavlovsky und R. N. Davidenkov).

Angeführt wird, dass bei verschiedenen Dämmen im unteren Wolga-Gebiet und im Donbass Versuche vorgenommen wurden. Die

ersteren bezweckten die Untersuchung der Lage der Sickerlinie und der Grösse des Durchlässigkeitskoeffizienten, die letzteren ausser den schon erwähnten Fragen überdies auch noch die Untersuchung der durch den Damm und dessen Unterlage sickernden Wassermenge, sowie des Wassergehaltes des Dammmaterials in verschiedenen Tiefen.

Die Untersuchungen, die noch nicht ausgewertet sind, zeigten immerhin schon das Folgende :

1. — Die Sickerlinie ist keine gerade Linie.

2. — Ausser der Sickerung in der Richtung senkrecht zur Dammachse ist auch eine Strömung von den Seitenrändern gegen die Mitte vorhanden.

Bericht N° 8 (de Vos).

Mittels der Anbringung von Sondierrohren wurde bei verschiedenen Dämmen die Lage der Sickerlinie bestimmt. Während mehrmals Linien gefunden wurden, die mit den theoretischen gut übereinstimmen, wurden noch viel häufiger bedeutende Abweichungen hievon festgestellt und zwar hauptsächlich bei sinkendem Reservoirspegel und nach Regen.

In verschiedenen Fällen wurde festgestellt, dass der Wasserspiegel in den Sondierrohren bedeutend und lange anhaltend höher steht als der Wasserspiegel im Reservoir, was auch wieder mit der sehr geringen Geschwindigkeit in Zusammenhang gebracht wird, mit der sich das Wasser im Damm bewegt. Es wird auf die Gefahr hingewiesen, die diese Erscheinung bei rasch sinkendem Wasserstand im Reservoir für die wasserseitigen Dammböschungen zur Folge hat; bemerkt wird, dass diese Gefahr vermieden werden kann, wenn auch an der Wasserseite des Dammes Drainagen angebracht werden oder wenn das Wasser aus dem Dammkörper mittels Brunnenrohren abgehebert oder weggepumpt wird.

Der Verfasser weist auf die verschiedentlich konstatierte Tatsache, dass nach Regen in den Sondierrohren Anstiege des Wasserspiegels auftreten können, die bedeutend grösser sind als die gefallene Regenhöhe; erklärt wird dies auf Grund der Theorien, die in (X) und (XI) enthalten sind. Da sich im Zusammenhang mit dieser Erscheinung ein sehr gefährlicher Zustand des Dammes herausbilden kann, soll das Eindringen von Regenwasser in denselben

möglichst verhindert oder die gehobene Sickerlinie mittels Drainage, Abhebern oder Pumpen wieder gesenkt werden.

Dritte Gruppe.

Bericht N° 2 (B. Körner).

Der Verfasser bemerkt einleitend, dass die Wasserbewegung in Erddämmen sich im Wesen gemäss denselben Gesetzen vollziehen wird wie die gewöhnliche Grundwasserströmung. Eine Gesetzmässigkeit für diese letztere besteht nur, wenn der Boden keine Spalten, Höhlen und Wasseradern enthält, sondern eine derartige Beschaffenheit hat, dass zwischen den Körnern ein Netz von Haarröhrchen vorhanden ist, dessen Form als unveränderlich angesehen werden kann. Dieser Bedingung wird bei Dämmen, ob sie nun aus los-körnigem oder aus bindigem Boden zusammengesetzt sind, wohl immer entsprochen werden.

Hinsichtlich der verschiedenen Erscheinungsformen des Wassers im Boden wird die von Zunker (XVII) aufgestellte Einteilung gegeben und im Anschluss daran bemerkt, dass bezüglich der Wasserbewegung in Dämmen die folgenden Arten studiert werden müssen :

1. — Die echte Sickerströmung, das ist die ausschliesslich unter dem Einfluss der Scherkraft und der Reibung vor sich gehende Wasserbewegung.

2. — Die kapillare Sickerströmung, bei der ausser der Schwerkraft und Reibung auch kapillare Kräfte wirksam sind.

Beide Strömungsarten kommen häufig gleichzeitig vor, gehen ineinander über und lassen sich nicht scharf voneinander trennen. Bei der echten Sickerströmung in natürlichen Bodenarten wird immer eine kapillare Begleitströmung vorhanden sein.

Bei der echten Sickerströmung sind verschiedene Fälle zu unterscheiden, nämlich :

a. dass die Wasserbewegung in luftfreiem Boden stattfindet, und

b. dass die Wasserbewegung in lufthältigem Boden vor sich geht.

Die Wasserbewegung in luftfreiem Boden wird als stationär angesehen; wie viele Versuche gezeigt haben, gilt für diese Bewegung das Gesetz von Darcy $v = k \cdot I$ (XVIII). Der Durchlässigkeitskoeffizient k des Bodens ist abhängig von der Zähigkeit des

Wassers als Funktion der Temperatur, von der Bodenporosität und von der Form des Kornes. Für die Berechnung von k werden verschiedene Formeln angegeben; diese Grösse kann jedoch besser und rascher durch Versuche bestimmt werden.

Die Sickerströmung ist eine Potentialströmung und kann mathematisch und grafisch nach den Regeln der Potentialtheorie behandelt werden.

Die Sickerströmung in lufthältigem Boden wird durch die im Boden eingeschlossenen Luftbläschen behindert; der Durchströmungsquerschnitt wird hiedurch verkleinert. Die Durchlässigkeit wird demnach immer kleiner sein als bei luftfreiem Boden (XXI).

Zunker (XVIII) nimmt an, dass auch für diese Strömungsart das Gesetz von Darcy gilt, jedoch erachtet dies der Verfasser noch nicht als mit genügender Sicherheit bewiesen.

Anschliessend wird die kapillare Sickerströmung zur Erörterung gebracht. Durch den Verfasser wird eine Uebersicht über das gegeben, was von den Bewegungsgesetzen der kapillaren Strömung bekannt ist; unter Verweisung auf (XIX — XXIII) bemerkt er, dass dies bis vor kurzem nur sehr wenig war. Indessen wurden in der letzten Zeit, und zwar vor allem durch die landwirtschaftliche Bodenkunde, weitergehende Einblicke gewonnen und zwar besonders hinsichtlich der kapillaren Steighöhe und der kapillaren Steiggeschwindigkeit. Die erstere ist für den Bau von Dämmen von Interesse, die letztere nicht.

Bei der kapillaren Wasserbewegung im Boden sind nach dem Gesagten, zwei Strömungsarten zu unterscheiden :

- a. — Die kapillare Begleitströmung,
- b. — Die kapillare Sickerströmung.

Unter (a) wird jene Wasserbewegung verstanden, die in dem Bodenstreifen auftritt, der oberhalb der Zone der echten Sickerströmung gelegen ist; das Wasser kann dabei offen oder geschlossen sein, d. h. es kann den Porenraum teilweise oder ganz erfüllen.

Unter (b) wird die infolge der Schwerkraft und der kapillaren Kräfte sich einstellende, willkürlich gerichtete Wasserbewegung verstanden; das Wasser ist hierbei immer «offen», d. h. es erfüllt nicht den ganzen Porenraum.

Sowohl für die Strömungsart (a), wie auch für die Strömungsart (b) sind die Bewegungsgesetze noch gänzlich unbekannt.

Unter Verweisung auf (XIX und XVII) teilt der Verfasser einige

Formeln für die kapillare Steighöhe im Boden mit, bemerkt jedoch hiezu, dass dieselbe für praktische Zwecke am besten durch Versuche bestimmt werden kann.

Nach diesen allgemein theoretischen Betrachtungen untersucht der Verfasser, inwieweit die physikalischen Gesetze auf die Fälle der Praxis angewendet werden dürfen. Er verweist auf die grossen Schwierigkeiten, auf die eine richtige Bestimmung des Durchlässigkeitskoeffizienten k , selbst bei homogenem Boden stösst, während in Wirklichkeit das Material von Damm oder Boden nie homogen ist. Ferner macht er darauf aufmerksam, dass sich die gebräuchlichen Formeln für die Sickerlinie als unrichtig herausstellen, und dass auch die zu zeichnenden Stromfiguren nur als Annäherungen aufzufassen sind; vor allem ist es falsch, die Austrittshöhe gleich mit dem Aussenwasserspiegel anzunehmen, da diese Austrittshöhe, wie Schaffernak festgestellt hat, immer höher liegt.

Der Verfasser weist darauf hin, dass infolge der kapillaren Begleitströmung die richtige Austrittshöhe des Sickerwassers nie genau bestimmt werden kann, womit sich zugleich auch ergibt, dass die durchströmende Menge reinen Sickerwassers nicht bestimmbar ist.

Im Zusammenhang mit allen diesen Umständen erachtet der Verfasser die Erscheinung der Strömung von Wasser durch Dämme aus mehrfachen Gründen als theoretisch nicht erfassbar.

Bessere Resultate können auf Grundlage des Gesetzes von Darcy dann erhalten werden, wenn die Bildung eines freien Wasserspiegels im Boden unmöglich ist, demnach also Beispiel bei der Strömung unter einer undurchlässigen Platte.

Zum Schluss kommt der Verfasser zu der Folgerung, dass alle Strömungserscheinungen, bei denen kapillare Wirkungen im Boden eine Rolle spielen, so gut wie noch nicht untersucht und einer Lösung durch Rechnung nicht zugänglich sind.

Da uns also zufolge dem Verfasser die Theorie in den meisten Fällen im Stiche lässt, bleibt noch zu untersuchen, inwiefern der Versuch einen Ausweg zu bieten vermag.

A priori ist es unmöglich, äussert sich der Verfasser hiezu, die vielen Ungleichmässigkeiten des Objektes im Modell naturgetreu nachzubilden.

Für den idealen Fall eines Modelles aus homogenem Material, das ein ebenfalls aus homogenem Material bestehendes Objekt nachbildet, sind die Modellgesetze sehr einfach und zwar :

a. — Die Sickergeschwindigkeiten verhalten sich wie die k-Werte der Materialien von Objekt und Modell.

b. — Die Sicker Mengen des Objektes sind gleich denjenigen des Modells, vervielfacht mit dem Quadrat des Modellmassstabes und dem Quotienten der k-Werte.

Diese einfachen Gesetze gelten gemäss dem Verfasser jedoch nur, wenn neben der echten Sickerströmung keine kapillare Strömung vorhanden ist; dies ist indessen immer der Fall. Die kapillare Strömung geht nämlich im Modell auf ganz andere Weise vor sich wie beim Objekt, wodurch die Modellregeln selbstverständlich ihre Gültigkeit verlieren, sofern es nicht gelingt, für die kapillare Strömung die gleichen Modellregeln gültig zu machen. Dies würde möglich sein, wenn im Modell eine Flüssigkeit verwendet würde,

deren kapillare Steighöhe der $\frac{1}{n}$ Teil ($n =$ Modellmassstab-Ziffer) der Steighöhe im Boden des Objektes wäre, und überdies auch der Durchlässigkeitskoeffizient einer bestimmten Bedingung entsprechen würde. Objekte aus bindigem Boden eignen sich nicht für die Modelluntersuchung, da der Druck im Boden, von dem bei dieser Bodenart der k-Wert abhängig ist, im Objekt ganz anders sein wird wie im Modell.

Der Verfasser kommt dann auch zu der Schlussfolgerung, dass Modellversuche zur Untersuchung des Sickerverlaufes und der Sickerwassermenge in Erddämmen bei Verwendung von Wasser als Modellflüssigkeit keine guten Ergebnisse erwarten lassen.

Bericht N° 7 (N. Tersmeden).

Von dem Verfasser wird eine Beschreibung der Konstruktion der Abschlussdämme am Gölakanal gegeben, deren Wesen darin besteht, dass im Damminnern ein in einem Fundierungsschlitz errichteter Puddelkern aus Lehm angebracht ist.

Bei derartig konstruierten Dämmen, die Höhen bis 6 m erreichen, kamen keine Leckverluste vor, woraus der Verfasser ableitet, dass die gegenständliche Konstruktionsart erfolgreich gewesen ist. An einigen Orten, an denen kein Puddelkern angeordnet ist, traten Leckstellen auf, die später gedichtet wurden, indem die ganze Kanalwand und der Boden mit einer Schichte Puddel-Lehm abgedeckt wurde, welche Massregel sich ebenfalls als vollkommen zweckentsprechend erwies.

SCHLUSSBETRACHTUNGEN.

Der Berichterstatter hat getrachtet, von den in den verschiedenen Einzelberichten enthaltenen Betrachtungen und Daten, die dem Dammkonstrukteur unmittelbar viele wertvolle Aufschlüsse geben können, in dem vorliegenden allgemeinen Bericht, das Wesentlichste zur Darstellung zu bringen. Aus der Natur der Sache wurde dabei nach möglichster Kürze gestrebt, da dem allgemeinen Bericht die Absicht zugrunde liegt, eine Einführung für das Studium des umfangreichen Stoffes zu geben, sowie dieses selbst zu erleichtern und Interessenten den Weg zu zeigen wie sie den einen oder andern Gegenstand, der für sie speziell von Wichtigkeit ist, in den verschiedenen Berichten auffinden und in Einzelheiten studieren können. Der Berichterstatter gibt seiner Bewunderung Ausdruck für die wertvolle und wichtige Arbeit, welche die eingelangten Berichte vergegenwärtigen, kann sich indessen des Gefühls nicht erwehren, dass es ihm nur in sehr unzulänglichem Masse gelungen ist, in seinem allgemeinen Bericht die Bedeutung der geleisteten Arbeit ins richtige Licht zu stellen.

Seinen Gesamteindruck möchte er in den folgenden Schlussbetrachtungen zusammenfassen.

a. — Rein theoretisch ist von der Wasserbewegung im Boden, insoweit diese mit freiem Wasserspiegel (Sickerlinie) vor sich geht, sehr wenig bekannt. Von der Wasserbewegung mit vollständig bekannten Randbedingungen (unter einer undurchlässigen Schicht oder Platte) können viele Fälle auf die im Bericht N10 angegebene Weise rein theoretisch berechnet werden, jedoch bietet diese Berechnung meistens grosse Schwierigkeiten, während verwickeltere Fälle —speziell bei nicht homogenem Boden— einer Berechnung überhaupt nicht zugänglich sind.

b. — Einfache und auch verwickeltere Fälle können jedoch, bei Beachtung der aus der Theorie der Potentialströmung abzuleitenden allgemeinen Richtlinien auf verschiedene Arten auf dem Wege des Versuches untersucht und hiefür Stromfiguren gezeichnet werden. Besonders hervorzuheben ist die Untersuchung nach der elektrischen Methode, die nötigenfalls durch die Untersuchung von durchströmten Dammodellen ergänzt werden kann. Aus derartigen, aus einem vollständigen Netz von Strom- und Potentiallinien bestehenden Stromfiguren kann der theoretische Strömungsvorgang voll und ganz abgeleitet werden.

c. — Aus Durchströmungsversuchen mit Dammodellen und ebenso aus den daraus gewonnenen Strömungsbildern dürfen nur mit grossem Vorbehalt Schlüsse hinsichtlich der Menge des durchströmenden Wassers gezogen werden, da diese stets durch die kapillare Strömung beeinflusst wird und hiefür ganz andere Gesetze, beziehungsweise Modellregeln gelten als für die reine Sickerströmung.

d. — Für den Dammkonstrukteur ist es vor allem von Wichtigkeit, die richtige Lage der Sickerlinie zu kennen. Es hat sich gezeigt, dass für einfache Fälle die theoretischen Stromfiguren mit dem Zustand in einem durchströmten Dammodell übereinstimmen und man darf erwarten, dass diese Uebereinstimmung auch hinsichtlich des wirklichen Dammes in ausreichendem Masse besteht. Grosse Schwierigkeiten bietet hiebei die Bestimmung der für den wirklichen, meistens nicht homogenen Damm, zutreffenden Werte des Durchlässigkeitskoeffizienten, dessen Kenntniss für eine gute Modelluntersuchung notwendig ist. Vor allem ist es dieser Schwierigkeit zuzuschreiben, dass die Ergebnisse von Modelluntersuchungen und die aus den Stromfiguren gezogenen Schlussfolgerungen sich nicht immer mit Sicherheit mit dem Zustand im wirklichen Damm decken werden.

e. — Es ist erwünscht, dass von möglichst vielen Dammodellen vollständige Strömungsbilder ausgearbeitet werden; durch das Bureau Permanent wäre eine Sammlung derselben anzulegen und über die am besten gelungenen und typischsten eine Veröffentlichung herauszugeben.

f. — Versuche an bestehenden Dämmen führen häufig zu Ergebnissen, die nicht unmittelbar aus der Theorie oder aus Strombildern erklärt werden können. Aus diesem Grunde muss die Vorahme solcher Versuche im grossen Masstab geschehen, um feststellen zu können, inwiefern die Theorie und der Modellversuch, sowie die gezeichneten Stromfiguren für die Praxis von effektiver Bedeutung sind, durch welche Ursachen die beobachteten Abweichungen veranlasst werden und in welcher Weise sich diese Ursachen äussern.

Bericht N 11. (Gilboy)

Der Verfasser behandelt in seinem sehr interessanten Bericht nicht so sehr die Frage 2b, sondern gibt an, wie die Methoden der modernen Bodenmechanik auf das Studium der Vorgänge, welche

sich bei der Verdichtung des Kernes eines gespülten Dammes abspielen, angewendet werden können.

Zuerst wird die Standfestigkeit der, den Kern umfassenden aus größeren Bestandteile bestehenden Schultern untersucht, so dann die Aufgabe der Verdichtung des Kernes behandelt. Da beide wichtige Probleme eigentlich nicht unter der Reichweite der Frage 2b fallen, wird von eine weitere Besprechung abgesehen. Der Verfasser behandelt als dann das Problem der Strömung von Wasser durch einen homogenen nicht drainierten Damm auf undurchlässiger, horizontaler Unterlage, und gibt dafür neue Näherungsformeln.

Er geht dabei aus von zwei, von Dr. Leo Casagrande gegebene Voraussetzungen.

1^o Die Sickerlinie ist eine Tangente an der Böschungslinie; der Tangentialpunkt liegt auf der Höhe $y = m.H$, wenn H die Wassertiefe an der Vorderseite vorstellt.

2^o Die Neigung der Sickerlinie ist in jedem Punkt $i = \frac{dy}{ds}$

und nicht wie allgemein angenommen wird, $i = \frac{dy}{ds}$

$$(ds^2 = dx^2 + dy^2).$$

Auf Grund dieser Voraussetzungen wird eine Formel für den Wert von m abgeleitet, von ziemlich zusammengesetzter Form, derer Gebrauch bequem gemacht wird durch eine gegebene Grafik. In wie fern die gegebenen Formeln genauer sind als die bisherig gebrauchten Formeln kann Berichtesstatter nicht beurteilen. Jedenfalls bleiben es nur Näherungsformeln; ein schwacher Punkt scheint zu sein, dass die Neigung der Vorderböschung auf der Lage vom Tangentialpunkt, also auf dem Wert von m gar keinen Einfluss hat. Ebenso ist bei der Ableitung angenommen, dass eine Linie gleichen Potentials auch eine Linie gleicher Geschwindigkeit wäre, was natürlich auch nicht genau zutrifft.

Verfasser bigt weiter an, wie aus dem Kern eines grossen hydraulisch gespülten Dammes in Ohio eine Anzahl Proben teilweise horizontal, teilweise vertikal entnommen wurden.

Die Ergebnisse der Untersuchungen nach den Durchlässigkeitskoeffizienten k erwiesen, dass die k -Werte immer sehr klein doch ziemlich stark verschieden waren; aber gleich gross für die Sickerung in horizontaler und vertikaler Richtung.

LITERATURNACHWEIS.

Num- mer	Name des Verfassers	Titel	Nummer des Be- richtes
I	R. Dachler	Ueber Sickerwasserströmungen in geschüttetem Material. Folge 7 der Mitteilungen des Hydrologischen Institutes der Technischen Hochschule Wien, Die Wasserwirtschaft 1932.	1
II	O. Hoffman	Permagoni d'aqua e loro effetti nei muri de ritenuta. Milano 1932.	1
III	T. Schaffernak und R. Dachler	Versuchstechnische Lösung von Grundwasserproblemen. Folge 6 der Mitteilungen des Hydrologischen Institutes der Technischen Hochschule Wien.	1
IV	T. Schaffernak	Ueber die Standsicherheit durchlässiger geschütteten Dämme. Folge 3 der Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau in Wien.	1
V	N. N. Pavlovsky	The Flow of water through Earthen Dams. U. S. S. R. Leningrad 1931.	4
VI	N. N. Pavlovsky	Experiments on percolation through Earthen Dams. U. S. S. R. Leningrad 1931.	4
VII	N. N. Pavlovsky	The Theory of Groundwaterflow under Hydrotechnical Structures. U. S. S. R. Leningrad 1922.	10
VIII	H. C. P. de Vos	Eenige beschouwingen omtrent de verweekingslijn in aarden dammen. Waterstaatsingenieur 1929 N°. 11.	8 9
IX	H. C. P. de Vos	Onderzoekingen verricht in het Waterloopkundig Laboratorium der Technische Hoogeschool te Bandoeng ter bepaling van den vorm van de verweekingslijn in aarden dammen. Waterstaatsingenieur 1930 N°. 3.	8 9
X	J. H. Thal Larssen	Over den invloed van den regenval op den grondwaterspiegel. Mededeelingen van de Landbouw Hoogeschool te Wageningen; deel 34 N°. 5.	8

XI	J. H. Engelhardt	Over de absolute en de relatieve stijging van het phreatische oppervlak onder bepaalde omstandigheden. Landbouwkundig Tijdschrift 1931 N°. 514.	8
XII	G. I. Taylor and G. F. Sharman	Proceedings of the Royal Society. A Vol. 121 1928 p. 194-217. « A Mechanical method for solving problems of flow in compressible fluids. »	9
XIII	G. I. Taylor	Proceedings 3rd. International Congress for applied mechanics. Stockholm 1930 p. 263-275 « The flow round a body moving in a compressible fluid. »	9
XIV	H. Gerber und J. Ackeret	Escher Wyss, Mitteilungen N°. 6 1928 p. 171-176 « Experimentelle Methoden zur Ermittlung von Potentialströmungsbildern. »	9
XV	A. I. Tidmann et A. B. Ossokin	XV ^e Congres International de Navigation Venise 1931 1 ^{re} Section 1 ^{re} Question « Pressions hydraulique sous les barrages. »	9
XVI	C. G. J. Vreedenburgh	De Ingenieur 1930 N°. 43. « Eenige experimenteele onderzoekingsmethoden in de Mechanica. »	9
XVII	F. Zunker	Handbuch der Bodenlehre 6 Bd. 1930.	5
XVIII	Ehrenberger	Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und die Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes. Zeitschr. d. Osterr. Ing. und Arch. Vereins 1928.	5
XIX	Kozeny	Sitzungsbericht Akad. Wiss. Wien Wasserkr. und Wasserwirtschaft 1927.	5
XX	Koehne	Grundwasserkunde Stuttgart 1928.	5
XXI	Schönwälder	Die Kulturtechnik 1928.	5
XXII	P. Vageler	Kationen und Wasserhaushalt im Mineralboden. Berlin 1932.	5
XXIII	Vitols	Quelques remarques sur l'infiltration des eaux superficielles. Acta universitatis Latviensis 1926.	5
XXIV	Forchheimer	Hydraulik III.	5
XXV	Schocklitsch	Der Wasserbau I Band.	5

THE FLOW OF WATER THROUGH EARTH DAMS
AND THEIR FOUNDATIONS

By Prof. Ing. H.C.P. de VOS.

PREFACE

Ten Reports have been submitted on question 2 b of the Conference Programme for 1933, and these are set out in the following Table and numbered consecutively, the order in which they are tabulated being purely arbitrary.

In the following General Report, these papers are discussed and for the sake of brevity are referred to by number.

N ^o	Name of Author	Country of Origin	Short Synopsis of Contents	N ^o of Pages in the Report	Conference Number
1.	Dr Schaffernak.	Austria.	Theoretical considerations and experiments with models especially with respect to the movement of water through stratified soil.	20	31
2.	Shin-Ichiro Kambara and Shizuo Abe.	Japan.	Investigations on existing dams.	25	33
3.	Dr Ing Fiedle.	Czecho-Slovakia.	Investigations on existing dams.	22	34
4.	Pavlovsky and Davidenkov.	Russia.	Approximation formulae, laboratory experiments and observations on existing dams.	16	37
5.	Körner.	Germany.	General considerations, more especially with reference to the movement of water in the soil.	38	30

6.	Smrcek.	Czecho-Slovakia.	Laboratory experiments on dam models, especially also investigations regarding stability.	18	35
7.	Tersmeden.	Sweden.	Description of the dams on the Göta Canal.	8	39
8.	De Vos.	Dutch East Indies.	Theoretical formulae, experiments on models and complete stream line diagrams, also observations on existing dams.	50	32
9.	Vreedenburgh.	Dutch East Indies.	Electrical method for tests on models and stream line diagrams.	14	45
10.	Paylovsky.	Russia.	Theoretical considerations, stream line diagrams and electrical experiments with models.	14	36
11.	Gilboy.	Etats-Unis	Hydraulic-Fill Dams.	37	46

In order to give a rapid indication of the contents of the Report, a short, and therefore a naturally somewhat incomplete synopsis is given in the Table, from which may be inferred the way in which the authors have treated the wide subject embraced by question 2b.

It is seen that the method of treating the subject is very different with different authors. Although the reports — excellent though each one is intrinsically — are naturally not all of equal value as an answer to the question 2b, there is a particular advantage nevertheless in the fact that the different authors treat the question from widely differing points of view ; this results in a discussion of the question, not only in its strict sense, but also raises a number of questions connected with it.

Many of the reports cite in abbreviated form theories and formulae, which are treated in detail in different books and publications, or they simply refer to such latter. In order to have a convenient survey of the writings quoted, a bibliography has been arranged in appendix I of the General Report, in which the articles refer-

red to in the various reports are collected. The different sources are designated by a series of Roman figures, and they are referred to by these figures in this General Report.

From the manner in which question 2b is framed, a theoretical analysis of the phenomena arising in connection with the percolation through dams and their foundations would appear to be called for in the first instance.

But from the reports received, it is very clear that the theory itself is still to a great extent undeveloped, and that the problem meets with difficulties which have not nearly been overcome. One can see, however, that the problem can in most cases be treated by calculation methods of approximation, and especially by laboratory experiments carried out in a variety of ways so as to give some idea of the stream line diagrams which may be expected.

In order to arrive at a simple classification of the reports, according to their contents, it appeared to the writer to be permissible to include in the theoretical treatises all those, which succeed in demonstrating the conditions of flow either from purely theoretical considerations, or by means of approximation formulae, or finally, by showing diagrammatically the stream lines observed in the experiments with models. Reports N^o 1, 4, 6, 8, 9 and 10, may be considered as lying in this *first group of theoretical reports*.

In addition to the theoretical treatises, those reports are of great interest which give the results of observations carried out on existing dams. Such data form the main contents of reports N^o 2 and 3; some indications of this description are also given in reports N^o 4 and 8. All these reports are arranged to form the *second group*.

A special position is occupied by report N^o 5, in which general consideration of the movement of water in the sub-soil is given, and especially also of the movement of water particularly in the capillary zone. The same applies to report N^o 7 which contains a description of the construction of the dams on the Göta canal. These two reports although very different as regards their contents are placed in the *third group*.

In order not to break up too much the contents of the individual reports, these will be discussed by groups as a whole. Formulae and calculations are not touched on in the General Report, or only in exceptional cases, in order to restrict the extent of the report. Mention will simply be made of the theories, methods and results found in the original reports; for details reference is made to the individual reports in question.

First Group.

Theoretical Reports.

Report N° 1 (Dr Schaffernak). — The considerations dealt with in this report refer particularly to the movement of water in non-homogeneous soil consisting of horizontal, inclined or vertical strata, of which each stratum is itself homogeneous and of uniform thickness, but the strata varying in permeability. Referring to (I) and (II) it is pointed out that it is shown, that when a stream element passes from one stratum to the other, a marked deviation must occur, similar to the refraction of a ray of light at the surface bounding two different media, and this deviation is such that the tangents of the angles which the two arms of the stream element make with the boundary surface, are proportional to the co-efficients of permeability of the strata.

When the strata are very thin, or in other words, if the ground consists of alternate thin layers of two different kinds of soil having co-efficients of permeability k_1, k_2 , a mean permeability for the soil as a whole can be assumed ; but this permeability co-efficient will be different for different directions of the flow. The corresponding value k can be expressed by k_{\max} and k_{\min} , those being the coefficients of permeability at right angles or parallel to the stratum, and these again are expressed by the values k_1 and k_2 of the materials forming the strata.

Although an exact mathematical solution of many problems in connection with both finely and coarsely stratified ground, is possible on principle, such solutions will, according to the author, meet with so many difficulties in most cases, that no really useful results will be obtained.

The author points out that with homogeneous material the problem arising in connection with the flow of ground water can be solved by means of flow diagrams obtained from experiments on models or by graphic construction of the stream line diagrams according to the laws of potential flow ; when the material is not homogeneous, the problem is more difficult, however, one can arrive at the movement of the water within each homogeneous layer. In addition to the usual boundary conditions which obtain soil which is homogeneous throughout, there must therefore also be taken into consideration the conditions ruling for the transit from one material into another, these are the rules given by Dachler (I). The author then examines the question as to which « model » rules must be complied with in order to achieve similarity of stream line diagrams

both in the subject and in the model, and states, that this similarity will be secured, when the relationship of the k — values of the natural materials is the same as that of the materials used for making the model ; in so far as the actual permeability of each stratum is replaced by the mean permeability as is permissible with ground consisting of thin strata, there is the further condition to be fulfilled, namely, that for both model and subject the ratio $\frac{k_{\max}}{k_{\min}}$ must be equal.

The author considers that model experiments carried out in a proper manner are a universal remedy for solving the problems in connection with the water in the sub-soil. In his report, there are a number of illustrations of models which have been investigated ; the method adopted with these model experiments consists in introducing colouring matter into the water flowing through the models and thus a number of stream lines become visible.

From the illustrations it can be seen how in the case of a model, representing a horizontal foundation bed and supported in a container on a permeable layer of material, the form of two stream lines changes as soon as the supporting sub-soil is changed from a homogeneous material to one that is stratified in various ways. There are some further illustrations of a model representing a non-homogeneous dam, from which it is very clear how the direction of the stream element changes at a boundary surface.

An approximation method with reference to (III) is described for the case when finely stratified material has to be dealt with, and where the mean permeability coefficients k_{\max} and k_{\min} in the main directions perpendicular to and parallel to the strata are known, stream line figures can be drawn. Briefly stated, the method consists in building the model with its horizontal dimensions arranged to a reduced scale. This altered model can then be treated as homogeneous and the stream line appropriate to it can be drawn. By converting the stream line diagram obtained in this way to the proper scale, the shape of the diagram is changed and in its new form then represents the conditions for stratified material. This method is only fully correct for certain simple boundary conditions, as for example for the flow around vertical walls, in all other cases it is only approximately correct. An example is worked out for the case of stratified soil under a horizontal foundation layer.

Finally, the seepage lines are calculated by means of approximation formulae, under reference to (IV) for an earth dam the outer

slopes of which are covered with a porous layer. The calculation gives a line of flow, which — so far as concerns its general path at the transit from one material to another — agrees well the line obtained by means of the model experiment. The author, however, employs for his calculation formulae which only permit of a rough approximation ; for example, no account is taken of the fact, that the seepage line at the point where it issues in the waterside slope, which represents a potential line, must be perpendicular to the slope.

Report N° 4 (Prof. N.-N. Pavlovsky and R.-N. Davidenkov). — In this report the most important conclusions contained in the treatise (V) are set out ; here hydraulic formulae of approximation are employed as against purely hydro-dynamical formulae, on which the author himself makes remark that they only provide an approximate solution of the problem.

The author considers an earth dam resting on a horizontal impermeable foundation as a hydraulic system through which water flows. In order to develop the formula for the seepage line for a homogeneous dam, it is assumed that the dam consists of three parts : a front, middle and rear section ; these are separated from each other by vertical boundary lines, of which particularly the front one is somewhat arbitrary. An equal quantity of water flows through all three sections. Formulae are set up for each part of the dam which are related to each other by the condition that an equal volume of water passes through each section of the dam. In this way, a series of four equations are evolved for the seepage line which completely defines the latter. Although the line is certainly not correctly shown by these formulae, its general form is in any case very logical, as a line is evolved, which — according to requirements — commences in a direction vertical to the forward slope, traces a parabolic path in the middle section, and finishes at the outer slope at a certain height above the exterior water level. The fact that the line is not correct, is clear for example from the circumstance that for the case of a vertical outer slope, the equation results in a height of the final discharge equal to 0 and in consequence the water at this point would flow with an infinitely high velocity through a cross section 0, which of course is not possible.

Among others the following conclusions are drawn from the formulae, which conclusions also appear in other reports :

a) The form of the seepage line is independent of the type of dam material.

b) The seepage water volume is proportional to the co-efficient of permeability.

c) The form of the seepage line is the same for sections which are geometrically similar.

d) An increase of the width of the crest of the dam only influences slightly the form of the downstream portion of the seepage line.

e) Flatter outer slopes cause the downstream portion of the seepage line to rise, while flatter front slopes cause it to fall.

f) The volume of seepage water is greater, the steeper is the slope on the water side and on the exposed side of the dam.

For an earth dam with core, a system of five equations of approximation are given by means of which the form of the seepage line can be calculated. Moreover, the well-known « virtual » method of constructing this line is considered. In this, the dam with core is converted by a certain alteration of the scale to a homogeneous dam, the seepage line is then drawn for this latter and the line is then re-drawn to the proper scale corresponding to the dam with core.

The author mentions that in his work (V) there are also calculations for drained dams, but he does not actually cite these in his report. According to the author, it can be proved by theoretical considerations that such drains are an excellent means of lowering the downstream portion of the seepage line ; in addition, he draws attention to the possibility of employing sand dams of « reduced cross-section », more especially where drainage is provided.

It is shown as a result of laboratory experiments, that the formulae given by the author for seepage lines are confirmed in a satisfactory manner.

Some examples are given of laboratory experiments and for further details reference is made to (VI).

Attention is drawn to the possibility of carrying these experiments out electrically, that is by utilising the electro-dynamical analogy, also by means of the method of hydraulic integrators, where the water flows between two parallel plates placed at a very small distance apart, or by allowing water to flow through models built into test troughs, while finally observations can be made on existing dams.

Reference is made to (VI) respecting investigations which have been carried out and in the report itself these are briefly commented on and mention made of the conclusions drawn therefrom.

The bulk of the tests were carried out in containers made entirely of wood, but later wooden containers with a glass wall were used. The level of the seepage line was at first determined by means of tubes, which were perforated along their whole extent, later by means of tubes which only reached just down to the seepage line. Very rightly the author points out that the last mentioned method is less open to objection ; for in the case of the first method, different points, of different potential are inter-connected, whereby interference with the correct potential is bound to be caused. Most of the models consisted of fairly uniform sand and were about 50 cm. high. The volume of water flowing through was measured as also the position of the seepage line and at the same time the pressure at different points in the soil, while in addition stability from the point of view of washouts was examined.

The programme of tests embraced the following questions :

I. — Flow through dams standing on impermeable foundation.

- a) Influence of the slope of the dam.
- b) Effect of the width of the crest.
- c) Effect of dam drainage.
- d) Influence of the material of the dam.

II. — Flow through dams standing on permeable foundation.

- e) Effect of the depth of the permeable strata.
- f) Effect of the depth of sub-soil water below the dam.

The foregoing conclusions were confirmed by the tests ; these can be supplemented as follows :

g) Flat outer slopes offer a better resistance to washouts than steep ones.

h) An increase in the width of the crest does not increase the stability of the outer slope.

i) The seepage line falls in proportion to an increase in the depth of the permeable sub-soil, and this is accompanied by an increase of the total volume of seepage.

j) The seepage line intersects the outer slope of the dam even when the level of the sub-soil water is maintained at a lower level at some distance behind it.

Report N° 6 (A. Smrcek). — The report contains exclusively information and illustrations referring to tests carried out on model dams ; neither theoretical considerations nor formulae are touched upon. The investigation was carried out principally in order to de-

termine, how earth dams, exposed on one side to the influence of a body of water which they retain, behave with respect to capillary penetration and flow of the water through the same, and in addition, it had for its object a study of the phenomena which occur at the commencement and during the course of failure of the dam.

Data are given of trials with a homogeneous earth dam, which are explained in detail with the help of diagrams; it is shown in what manner the water enters the body of the dam, and how it passes through it, what form is taken by the seepage line under different heads of water, how the capillary velocity in a vertical and horizontal direction decreases with the lapse of time, further what is the quantity of water flowing through with different heads, and finally how the washing out of the foot of the dam takes place at the commencement and during the whole of its course.

By means of a dam constructed of small pieces of stone, the curved lines of the level of the liquid in the dam are shown for different depths of water in the reservoir, and in addition, the volumes of the water passing through at these depths, as also the way in which the material is washed away at the foot of the dam.

Further, there are reports on tests with model dams made of small pieces of stone and sand, but provided with a waterproof wall at the water side, and over the upper edge of which different quantities of water penetrated into the body of the dam. These trials show that the state of affairs in the rear portion (exposed to the air) of the dam with respect to the position of the seepage lines, and also with regard to the period when washing away of the dam material commences and continues, is practically unchanged, whether the water pours over the watertight protection in definite quantity, or whether it flows through a uniform dam without protecting wall.

All the models under test were constructed in a test channel one meter wide and 1.05 metres high; the experimental dams were built on the floor of the trough, and therefore represent dams built on an impermeable foundation.

The illustrations of the seepage lines for different depths of water and different forms of dam show clearly that the height of outflow at the foot of the dam is always considerable, and that the general form, as shown in diagram 1b, shows on the whole very fair agreement with the form determined by means of the formulæ of approximation given in Report N° 4.

Report N° 8 (De Vos). — The author introduces the known formulæ of approximation of the seepage line in a homogeneous rec-

tangular dam built on an impermeable foundation, and shows that these cannot be correct. Referring to (VIII) and (IX) it is pointed out that tests gave results showing, in contradiction to the teaching of these formulae, that the height of the final outflow where the depth of water is 0 never reaches 0 but always remains at a substantial height; even when the depth of water is not 0, the point of outflow is always above that of the level of the water. By means of a deduction contained in (VIII) it is shown at what height the seepage line issues when the level of the water is 0, and working on this result a new formula is given for the seepage line.

We know from the theory of potential flow, that the flow and potential lines — inasmuch as they are differentiated and drawn with equal parameter — produce a network of lines intersecting each other at right angles and the meshes of which are squares. A well-known stream line diagram of this description is that of a family of confocal parabolae and it is shown that this stream line diagram, of which an illustration is given, applies to the flow of water through a homogeneous earth dam resting on a horizontal impermeable foundation; in this case, the forward side of the dam must likewise be of parabolic form and a drainage system must be provided under the foot of the dam on the side exposed to the air, which drainage system must extend outwards starting from the focal point of the parabolae. The seepage line then becomes likewise a parabola in accordance with the same formula which is evolved from the considerations contained in (VIII).

This stream line diagram, the theory of which is fully known and for every point of which the theoretical formulae will give the order and direction of the velocity, the value of the potential, and the volume of water flowing through, is employed as a basis for other more complicated cases.

A number of general conclusions are drawn from the formulae, the most important of which are the following :

a) The form of the stream line diagram is independent of the material (earth or the like) of which the dam is constructed.

In connection with this conclusion, the simple rules, which have to be observed in experiments with models, are developed.

b) The height of the cross-section of outflow in a vertical line passing through the focus is calculated, as also the width of the horizontal outflow cross-section in the drainage system, and in connection therewith, likewise the dimensions required for the drainage system.

c) It is shown that much greater outflow velocities occur in the drainage systems than are allowed for in most hydraulic construction work as calculated on the basis of the well-known theory of hydraulic gradients, from which there follows the necessity of very careful design of the drainage system. As the outflow velocities depend solely on the coefficient of permeability of the dam material, and are independent of the shape of the dam, it is shown that these outflow velocities cannot be reduced by increasing the width of the dam or by reducing the depth of water retained.

The Report then goes on to show how the correctness of this theoretical stream line diagram can be verified. The simplest method appears to be to measure the amount of water flowing through the models and to see whether this figure agrees with the result obtained by calculation from the formula or, what comes to the same thing, to calculate the coefficient of permeability for dams consisting of the same material from the volumes of water flowing through at different depths of water in the reservoir. The results obtained in this way should agree. It is shown that this method is not accurate because, in addition to the seepage water, there is an unknown quantity of capillary water flowing through, and this is included in the measure of the seepage water so that the total of the latter is too great. The second method which might be adopted is to make the paths of flow visible by means of colouring matter ; it should be noted however that this method will not give the actual seepage line with accuracy because it frequently happens that water passes from the seepage zone into the capillary zone and vice versa so that the lines of flow in the neighbourhood of the seepage line are considerably interfered with. It is recognised that the best method to determine the level of the seepage line, which is identical with the line of levels at which the pressure is equal to atmospheric pressure, is by means of gauge tubes which just reach down to this atmospheric level ; the point at which the tubes reach this level will be indicated by the fact that a free surface of liquid will have just begun to form in the tubes.

It is proved by numerous measurements which have been made, that the theoretical seepage line coincides entirely with the gauges line.

For practical purposes, the theoretical stream line diagram has very little immediate value, as actual dams have a quite different shape.

Investigations are then described on experiments made to find out in what way the standard stream line diagram changes with

other forms of dam. First of all, the effect of the inclination of the front slope is examined, by removing earth from the front slope so as to vary the inclination from $a : l$ up to $O : I$. The seepage line is measured by gauge tubes, the volume of water flowing through determined and a few stream line elements made visible by colouring matter. Thereafter, a complete stream line diagram is drawn out for each particular case, the correctness of which can be verified by the measured values and by the calculated Q — values taken from the diagrams.

As a result of these investigations, the following conclusions are drawn :

a) The inclination of the front slope has very little effect on the position of the rearmost portion of the seepage line, but causes it to be lowered ; the seepage line issues at right angles to the front slope.

b) Seepage losses are only slightly affected by the inclination of the slope.

c) The highest inflow velocity occurs at the height of the water level.

A formula of approximation is added in this connection for determining the height of outflow in a dam having a vertical outer slope when there is water on the free side of the dam ; in this connection it is pointed out that a dangerously high discharge velocity when a drainage system is employed, can be diminished by arranging for the water level in the drainage system to be kept definitely at a certain height.

Further, a method of approximation is given for ascertaining the path of the seepage line in dams which are not drained, in order to determine at what height in the outer slope the discharge of the seepage water may be expected.

Thereupon, the author communicates methods of calculation for determining the seepage line in a dam consisting of two vertical strips of different material, or in a dam having a core of less permeable material. Contrary to the somewhat generally applied theory, he arrives at the result, that in this case the seepage line is not a continuous one, but that there is a sudden rise or sudden drop at the point where it passes from the denser to the more permeable material. The calculated lines are verified by means of experiments and are found to be satisfactorily confirmed.

In continuation, homogeneous drained dams constructed on a foundation of equal permeability are investigated, as also a dam resting on permeable sub-soil but having an impermeable core wall, a

section of a conduit in connection with drained dams and a drained dam, resting on sub-soil of greater permeability than that of the material of which the dam itself consists.

Complete stream line diagrams are given for all the cases mentioned and it is shown that these give all the necessary information required for the process of flow, for this reason they constitute the ideal method for solving these types of flow problems. The diagrams show clearly how greatly the seepage line is lowered by the permeability of the foundation, and that, as is noted in Report N° 1, a sharp bend takes place in the potential- and stream lines at the point of transition from one type of material to the other.

Report N° 9 (Vreedenburgh). — This Report contains principally a description of the electro-dynamic method of investigating two-dimensional conditions of flow of water in the ground as carried out in the laboratory for applied mechanics at the Technical High School in Bandoeng, where the dam model is represented as a fluid body. A description is given of the instruments used for these experiments.

Some very good examples are given of the investigation carried out.

One of these examples concerns the stream line diagram of two systems of confocal parabolae as mentioned in Report N° 8, the second example refers to the case of the section of a conduit in connection with drained dams, which is likewise dealt with in Report N° 8.

There is one difficulty which arises with this type of investigation of the conditions of flow in dams, namely that the boundary conditions must all be known, that is to say, the form of the phreatic line in the dam. But it is just this line, identical with the seepage line, which is in most cases not known beforehand. It is necessary, therefore, as a rule that an experiment with a model made out of the earth material should precede the electro-dynamic investigation and by means of which the phreatic line must first be determined by means of depth gauge tubes.

The measurements carried out completely confirm the theoretical flow diagram of the confocal parabolae; likewise the diagram found for the conduit section arrived at graphically in Report N° 8 is verified with considerable exactitude.

An investigation is carried out in connection with the above mentioned example of a conduit section in order to ascertain what result would be obtained if the phreatic line is assumed to follow a straight line course. It is found that about the same stream line diagram is

obtained, if, as happens in certain cases, the correct line differs only slightly from the assumed line. It is obvious, moreover, that the phreatic line cannot be a straight one if we take into account that the points of origin of the potential line do not lie on such a line so that the actual heights coincide with the potential heights.

It is pointed out that the method is not only applicable to homogeneous dams, but that it can also be applied to dams consisting of strips of earth having different coefficients of permeability, k ; in this case, the method adopted is to give the liquid model different thicknesses (horizontal measure) locally, this being arranged in the same proportion as that of the coefficients of permeability. If the local difference in the value of the coefficients of permeability is great, the author considers it better to employ layers of liquid of equal thickness but to make these liquids of different specific resistance in accordance with the local k — values and to separate the individual zones from one another by means of thin partition walls, the specific resistance of which is equal to that of one or other of the separated liquids.

Report N° 10 (Pavlovsky). — The author deals particularly with the problem of the flow of water through a homogeneous soil below an impermeable dam or below an impermeable foundation; the author's work, therefore, deals with a problem which is certainly of interest in connection with dam construction, but does not cover the dam question in its entirety, as in general water also flows through the dam itself. The problem dealt with differs from the general question inasmuch as in this case there is no unknown free surface of water to be taken into consideration.

The Report commences, under reference to (VII) with a short review of the theory of two-dimensional potential flow; in the course of this review, the general differential equations for this type of flow are set up, as also a specification of the boundary conditions which have to be observed in the special case under consideration; thus the author treats the matter on a purely mathematical physical basis. He points out that it can be proved mathematically that for every such problem there is always one single solution possible, and that the theory of Bligh regarding the hydraulic gradients, which was formerly and is even nowadays largely employed, is on this account incorrect.

He then gives the general method of solving the problem mathematically, depending on the suitable transformation of the differentials and indicates the equations which apply.

As an example, the flow diagrams are worked out for different cases of a foundation raft with sheet piling arranged at the forward edge of the raft or spaced away from the raft at a distance equal to a quarter of the length of the latter and also when placed at its centre. These excellent diagrams clearly show that in each of the cases investigated, the course of the stream- and potential lines are entirely governed by the shape of the foundation raft or by the boundary conditions imposed by same ; moreover the diagrams show directly the points at which dangerously high velocities arise.

For a foundation raft with three dam walls the course of the pressure line is given, and it is shown that it differs greatly from the straight line corresponding to Bligh's theory.

Finally, the diagram of flow for the simple case of an impermeable dam is shown, resting on a permeable foundation but enclosed on all sides by the walls of the test trough. This theoretical flow diagram was verified by laboratory experiments.

Without examining more closely theoretical considerations and inferences, the formulae for the potential and for the velocity are given for the cases :

- a) For a foundation plate with sheet piling arranged in the centre, and
- b) For a dam resting on a permeable foundation.

A description is given, with drawing, of an apparatus by means of which flow diagrams can be obtained based on the method of electro-dynamic analogy, and the procedure which has to be followed in this connection is fully explained. Several flow diagrams obtained in this manner are shown, and according to the author the great advantage of this experimental method as compared with the involved theoretical method which is frequently quite useless on account of mathematical difficulties, lies in the fact that the diagrams can be obtained quickly and cheaply, and that moreover these diagrams agree completely with the exact theoretical solution. Cases of flow in non-homogeneous soil can be simply solved by this method, while the method, subject to some alterations, is also suitable for solving problems arising in connection with flow through dams and dykes including conditions of flow which are three-dimensional, and further it can be applied to drainage systems, seepages, cracks in waterproof coatings and other similar problems.

The author concludes his report by drawing certain conclusions of a hydromechanical (A) and of a hydrotechnical nature (B), these are briefly as follows :

A. — *a*) The values of the main function $h(x, y)$ for permeable ground underneath a dam are independent of the co-efficient of permeability and vary in linear proportion according to the total difference of pressure ; the composition of the formulae depends solely on the outline shape of the permeable layers.

b) The pressure gradient below a foundation plate is not linear but follows a compound curve.

c) The seepage velocity and the volume of seepage water are proportional to the coefficient of permeability and to the total difference in pressure ; the type of formulae for the velocities and volumes of the seepage water are entirely dependent on the outline shape of the permeable layers.

d) The character of the flow and potential lines is **exclusively** dependent on the outline shape of the permeable layers and independent of the value of f and of the pressure head.

B. — *a*) The application of Bligh's theory or other empirical methods for the design of the dam is entirely inadequate ; the necessary knowledge of the conditions of flow must be sought by hydro-mechanical methods such as are dealt with in the author's treatise (VII).

b) The electro-hydrodynamical analogy is of great importance for this solution of theoretical and practical problems.

c) The length of the seepage path offers no sufficient guarantee for the safety of the structure ; the principle of good design does not lie in the lengthening of the seepage path, but in making the underside of the dam of the proper shape.

d) The length of the dam can be materially shortened by giving the underside of the dam the proper shape.

e) The mechanics of permeable ground underneath dams has not yet been sufficiently developed. In future investigations in this direction, the problem will have to be dealt with in conjunction with the hydromechanics of the flow of sub-soil water.

Second Group.

Investigations on Existing Dams

Report N° 2 (Shin-Ichiro-Kambara and Shizuwo Abe). — According to the authors, the simplest and most thorough method of finding the direction and value of the velocity of the water flowing through and the pressure at every point lies in the use of piezometer tubes, in which the pressure can be read off directly. By means

of the pressure values obtained, the areas of equal pressure can be laid down, and from these again, the equipotential areas can be determined, from which finally the stream lines which lie at right angles to them can be deduced.

The piezometer tubes are entirely closed except at their lower end; the height to which the water rises then indicates directly the pressure existing in the dam at the bottom end of the tube; the piezometer tubes of different lengths, the longest reaching to the base of the dam, the shortest reaching to the seepage line, must be set up in rows spaced fairly close together and parallel to the axis of the dam; in addition there must be a sufficient number of such rows set in a group at right angles to the axis of the dam, in order that at certain cross-sections a sufficient number of points of measurement should be available. For each vertical determined by a row of tubes, the line can then be drawn showing the course of the pressure, and from a group of such lines all of which have a definite difference of pressure between them, the course of the lines of equal pressure in the cross-section of the dam can be determined.

If one draws horizontal lines in the cross-section of the dam, in which lines of equal pressure are shown, at intervals of height equal to the difference in pressure of the lines of equal pressure, the equipotential lines can be traced because these pass through the points of intersection of the two sets of lines.

The lines of flow are lines which stand at right angles to the equipotential lines, and can therefore be drawn in as soon as the latter are known.

The authors further remark that a knowledge of the velocity of flow of the water is of great importance. Direct measurement of the same is however not possible; but the coefficient of permeability of the dam material can certainly be determined and as soon as this as well as the potential lines are known, the velocity can be arrived at by calculation.

The coefficient of permeability can according to the authors be calculated from the manner in which the water level in the piezometer tubes gradually changes, for which purpose they employ the formula given by Forchheimer in his « Hydraulics », 1930, page 99.

Once the coefficient of permeability k has been obtained by this method, the velocity can be calculated with the help of Darcy's formula.

The movement of the water in the supporting stratum of the dam can be calculated in the same manner.

A description of the two dams which were investigated, namely the Ono Dam and the Murayama Dam is given.

The Ono Dam has a width of crest of 7.30 m. and a height of 37.30 m. The slopes on the water side are 1-2.5 and 1-3, while the slopes on the downstream side are 1-2 and 1-3 and the dam is provided with a puddled core consisting of a mixture of gravelly sand and clay, and of a concrete protecting screen which is built into the soil in the base. The dam itself is built up of layers of red earth well rolled in. The coefficient of permeability of the puddled material was determined by means of tubes and the very small value of k equal to 0.000056 to 0.000017 cm./sec. was found. The portion of the dam behind the core is drained by trenches and drain pipes laid in the ground.

The Murayama Dam has a width of crest of 7.30 m., is 30 m. high, has a slope on the water side of 1-3 and on the downstream side of 1-2 and is provided with a drainage system laid in the foot of the dam ; the dam is likewise constructed of red earths and provided with a puddled core, carrying a concrete protecting layer. Some figures are given for the results of the trials. These were confined to the conditions obtaining in that portion of the dam which lay behind the core.

In the Ono Dam, the permeability coefficient of the dam material measured by the methods stated above was :

$$k = 0.0000042 \text{ cm./sec. (max)}$$

$$k = 0.0000004 \text{ cm./sec. (min)}$$

These values are much lower than those for the core and appear to be unduly low. If the values found were correct, then the core would be more permeable than the actual body of the dam and there would be no sense in providing a core. The reporter cannot help gaining the impression that the values for k are not correct and the measurements therefore demonstrate that the values of the permeability determined cannot be obtained in a reliable manner by the method indicated.

If this material was used to construct a homogeneous dam with the theoretically calculable mass of 30 m. height and 150 m. width, then according to the formula given in Report No. 4 the volume of water flowing through would be:

$$Q = k \times (\sqrt{H^2 + L^2}/L), \text{ assuming that } k \text{ equals } 0.0000020 \text{ cm./sec.}$$

or $Q = 0.0000020 \times 300 = 0.0006 \text{ cm. cube/cm. width of dam.}$

For a dam of 100 m. length we should therefore have seepage at the rate of 6 cubic cm./sec, so that such a dam could be considered as practically watertight.

The diagram showing the course of the lines of equal pressure and equal potential for the Ono Dam, as also the lines of flow likewise give an impression of improbability. At all events, it is clear that the line for the pressure O represents the seepage line, which again is the uppermost line of flow. To be correct, the potential lines should intersect this line at right angles and should not make such acute angles with it as is the case in the diagram; moreover it is likewise improbable that a line of flow should intersect this seepage line. Further, it is almost impossible that the three flow lines indicated should so to speak originate at one point and should then diverge so markedly as they are shown to do in the diagram.

The line diagram of the Murayama Dam looks far less improbable, although it is in parts somewhat dubious and gives rise to questions regarding the correctness of the results derived from the experiment.

For these reasons, it appears to the reporter that the results communicated in the Report prove above all things that tests on existing dam suffer from great difficulties and that the results should be treated with great caution, a view which is likewise expressed in other reports by various authors.

Report No. 3. (Dr. J. Fiedler) The Report consists chiefly of important investigations and observations made on four earth dams, which investigations arose from the failure of one of the 4 dams. An interesting description of the course of the failure and of the damage which preceded it, is given.

An analysis is given of the earths used for the dam and the result of observations of water levels in the dam body.

The author concludes from the last mentioned data that such observations are of little use for the purpose of analysing the phenomena arising in connection with the flow of water through dams, as the water levels in the dam are in general apparently not directly dependent on the height of the water level in front of the dam; the author explains this by the fact that the seepage velocity in the dam is so small, that long periods of time are necessary before a change in the water level of the reservoir is reproduced in the water gauge tubes in the dam.

It is not possible to consider in detail the long and interesting description of dams given in the Report under consideration. No theoretical suggestions are made and also no conclusions drawn from theoretical considerations.

The final conclusions at which the author arrives are as follows :

1. — The laws governing the seepage of water through a weir dam do not differ from the physical laws governing the movement of water in the sub-soil. As a rule observations made on a weir dam built of earth cannot be interpreted without further consideration and at times it is difficult to judge their import. This is due to a variety of influences as for example the distribution of rainfall, the variations of the water level above the dam, unequal settlement and compression of the body of the dam during construction and finally the more or less good effect of a special impermeable coating.

It is hardly possible to obtain the much to be desired extension of our knowledge of what is going on in the interior of a weir dam by means of the usual water level tubes and measurements of the volume of seepage water at the downstream side of the dam. This can only be done with the help of apparatus which will enable us to realise without any doubts the causes of the penetration of water into all parts of the dam and especially those parts which are nearest to the reservoir.

2. — In a weir dam having layer joints such as arise from the usual method of shooting the spoil and rolling the layers, the seepage across the dam section takes place within the individual rolled layers, as if, so to speak, the water was divided up into storeys by the skin formed on the layers through rolling, unless indeed, there is a special and effective impermeable layer provided. (Report on question 2a, Pkt. E, investigations on the failure of the White Desse Dam).

3. — Still less is known about the flow under the dam than about the seepage through the dam. The few observations known to the reporter do not permit of the determination of a law governing this flow. If the dam, or its waterproof layer (Herdmauer), is not carefully built in to the impermeable sub-soil, one will always have to count on a flow of water under the dam.

Report No. 4. (Prof N. N. Pavlovsky and R. N. Davidenkov). It is stated that tests were made on various dams in the territory of the lower Volga and in the basin of the Don. The first named were made to examine the division of the seepage line and the

value of the coefficient of permeability, while latter in addition to the questions already mentioned sought to establish the volume of water percolating through the dam and its foundation as also the amount of water contained in the material of the dam at different depths.

The investigations which have not yet been calculated, at any rate showed the following :

1. — The seepage line is not a straight line.

2. — In addition to the seepage at right angles to the axis of the dam there is also a flow from the edges at the side towards the middle.

Report No. 8 (de Vos) (see also p. 12).

By means of depth gauge tubes the position of the seepage line was determined for various dams. While lines were frequently found which agreed well with the theoretical calculations, there were many more cases when marked variations noted and this was particularly the case when the level of the water in the reservoir was falling and **after rain**.

In several cases it was noted that the level of the water in the tubes remained materially higher than the water level in the reservoir and this condition was maintained for a long time. This feature is explained by the slow rate at which the water moves in the dam body. Attention is drawn to the danger to the dam slopes on the water side as a result of this phenomenon in the event of the water level in the reservoir falling rapidly; it is observed that this danger can be avoided if drainage systems are installed at the water side of the dam or if the water is siphoned or pumped out of the dam body by means of well tubes.

The author points to the fact—confirmed by various people, that after rain the level of the water in the gauge tubes may rise to an extent markedly greater than that which would be justified by the rainfall; this is explained by theories which are referred to in (X) and (XI). As in connection with this circumstance, the condition of the dam may become very dangerous, it is desirable to prevent as far as possible the entry of rainwater or to arrange for the lowering of the seepage line thus raised by means of drainage, siphoning or pumping.

Third Group.

Report No. 2. (B. Körner). -- In his introduction the author points out that the nature of the movements of water in earth dams will follow the same laws as the ordinary flow of water in the sub-soil. A law is only applicable to this latter if the ground is free from cracks, hollows, and veins of water, and is of such a nature that the grains of soil form a network of capillary tubes which may be considered as unchangeable in form. It is assumed that this condition will be fulfilled in the case of dams whether they are made up of loose grained material or of earth of a binding nature.

With regard to the different forms in which the water appears in the earth, the classification adopted by Zunker (XVII) is mentioned and in connection with same it is observed that the following forms with reference to the movement of water in dams must be examined :

1. — The true seepage flow, that is to say the movement of water which takes place exclusively under the influence of gravity and friction.

2. — The capillary seepage flow in which in addition to gravity and friction, capillary forces affect the movement.

Both types of flow frequently occur simultaneously, they mingle and cannot be definitely separated. In the case of the true seepage flow in natural soil, there will always exist an accompanying capillary flow.

Various cases are to be distinguished in the true seepage flow, namely :

a. — When the movement of water takes place in ground which is free from air and.

b. — When the movement of water occurs in ground containing air. The movement of water in ground free from air is looked upon as stationary ; as is shown by many tests Darcy's law $v = k.I$ holds good for this movement (XVIII). The coefficient of permeability k of the earth depends on the « toughness » of the water as a function of the temperature, on the porosity of the soil and the shape of the grain. Various formulae are given for the calculation of k ; this coefficient can however be better and more quickly determined by trials.

The seepage flow is a potential flow and can be treated mathematically and graphically according to the laws of the potential theory.

The seepage flow in earth containing air is retarded by the bubbles of air occluded in the soil; this results in a restriction of the cross-section of flow. The permeability will therefore always be lower than in the case of soil free from air (XXI).

Zunker (XVIII) assumes that for this type of flow also Darcy's law holds good, but the author does not consider that this has been as yet proved with sufficient certainty.

Following this a consideration of the capillary seepage flow is given. The author reviews the known facts as regards the laws of movement of capillary flow; he remarks in reference to (XIX-XXIII) that until recently the extent of this knowledge was only very slight. But recently and especially owing to the agricultural studies of the soil, a deeper insight has been gained and particularly as regards the capillary elevation and the rate at which this elevation takes place. The first of these is of interest in the construction of dams, but the latter is not.

According to the foregoing, two types of flow are to be distinguished in connection with the capillary movement of water in the soil :

- a. — The accompanying capillary flow,
- b. — The capillary seepage flow.

Under (a) is understood that movement of the water which occurs in the strip of soil which lies above the zone of the true seepage flow; the water can in this case be free or enclosed, that is to say it can either partly or completely fill the pores (interstitial spaces).

Under (b) is understood the movement of water in any direction which takes place as a result of gravity and of the capillary forces; in this case the water is always free, that is to say it does not fill the whole of the pore space.

The laws governing the type of flow (a) and also of (b) are still entirely unknown.

Under reference to (XIX) and (XVII) the author gives some formulae for the capillary elevation in the soil, but remarks in this connection that for practical purposes this can best be determined by trial.

After these general theoretical considerations, the author examines as to how far the physical laws may be applied to practical cases. He points out the great difficulty met with in a correct determination of the permeability coefficient k even in the case of homogeneous soil, whereas in reality the material of the dam or

earth is never homogeneous. Further he points out that the commonly used formulae for the seepage line are shown to be incorrect and that the flow diagram which may be drawn can only be considered as an approximation; above all, it is wrong to assume that the height of issue is the same as the outer water level, as this height of the point of issue is, as Schaffernak has shown, always higher.

The author points out that as a result of the accompanying capillary flow, the exact height of issue of the seepage water can never be determined exactly, from which it follows at the same time that one can never arrive at the volume of purely seepage water which is passing through.

In view of all these circumstances, the author considers that the phenomenon of the flow of water through dams can for number of reasons not be dealt with theoretically.

Better results can be obtained on the basis of Darcy's law, when the formation of a free water surface in the ground is impossible such as would for instance be the case when the flow takes place under an impermeable foundation plate.

In conclusion, the author arrives at the view that all phenomena of flow in which a part is played by capillary effects in the soil are practically not scientifically understood and a solution of which by calculation is impossible.

As, according to the author, theory in most cases leaves us in the lurch, it remains to be seen to what extent trials will help.

The author expresses the opinion in this connection, that a priori it is impossible to imitate in the model in a manner true to nature the many inequalities of the subject.

For the ideal case of a model made of homogeneous material, which takes the place of a subject which likewise consists of homogeneous material, the laws governing the models are very simple, they are :

a. — The seepage velocity are proportional to the values of k of the materials in the subject and the model.

b. — The seepage volumes in the subject are equal to those of the model, multiplied by the square of the scale of the model and divided by the values of k .

But these simple laws, according to the author, only hold good if there is no capillary flow in addition to the true seepage flow; this however, always takes place. Actually the capillary flow acts quite differently in the model to what it does in the subject, and

as a result the laws for the model naturally lose their value unless it is possible to apply the same model laws for the capillary flow. This would be possible if a liquid is used in the model the capillary elevation of which was equal to the $1/n$ part ($n =$ the figure for the scale of the model) of the capillary elevation in the soil of the subject and in addition if the coefficient of permeability were to fulfil a certain condition. Subjects the soil of which is of a binding nature are unsuitable for examination by means of models, as the pressure in the soil, on which depends the value of k with this type of soil, would be quite different in the subject than in the model.

The author then proceeds to the final conclusion that no good results can be expected from trials with models for investigating the course of the seepage and the volume of seepage water in earth dams when using water as the liquid for the model.

Report No. 7. (N. Tersmeden) The author gives a description of the dams constructed in connection with the Göta canal, the characteristic of which is that in the interior of the dam a puddled clay core is erected which is built in to a slot in the foundation.

In dams of this type which attain a height up to 6 metres, there are no leakage losses, from which the author infers that this method of construction has been successful. In some places where there was no puddled core provided, leakages took place at certain points and these were stopped later on by covering the whole wall of the canal and the earth with a layer of puddled clay and this method was likewise completely successful.

CONCLUDING REMARKS.

The reporter has endeavoured to bring out the most essential points of the considerations and data of the different individual reports, which may afford the dam builder many valuable hints. In the nature of things, he endeavoured to make the general report as brief as possible, as its intention is to act as an introduction to the study of the detailed material, and at the same time to make this study more easy and to show to interested parties where they can find this or that subject, in which is of special importance to them, amongst the different reports where they can study it in detail. The reporter wishes to express his admiration for the valuable and important work contained in the Reports received, and cannot help feeling that he has succeeded in only a slight degree in his general report in properly bringing out the importance of the work done.

He would like to give his general impression in the following concluding considerations.

a. — Very little is known of the pure theory of the movement of water in the soil, in so far as such movement takes place under a free surface of the water (seepage line), apart from the standard case discussed in Report no. 8. The movement of water under completely known boundary conditions (under an impermeable stratum or plate) can in many cases be calculated from purely theoretical considerations as indicated in Report No. 10, but this calculation generally meets with great difficulty, while more complicated cases — especially when the soil is not homogeneous — are not susceptible to calculation at all.

b. — Simple and also more complicated cases can however be examined on the general lines deduced from the theory of potential flow by various methods of trial, and flow diagram can then be drawn out. Special emphasis is given to the electrical method of investigation, which can if necessary be supplemented by trials with dam models through which water is flowing. The theoretical flow process can be completely and fully deduced from a complete flow diagram showing the network of flow — and potential lines.

c. — Conclusions regarding the volume of the water flowing through arrived at by the flow trials with model dams and likewise deduced from the flow diagrams thus obtained must be accepted with great caution, as these are always affected by the ca-

illary flow and quite different laws or rules for models hold good as opposed to those applied to pure seepage flow.

d. — For the builder of dams, it is above all things importance to know the correct position of the seepage line. It has been shown that for simple cases the theoretical flow diagrams agree with the conditions in a model and one may expect that this agreement will be maintained to a sufficient degree in respect to the actual dam. Great difficulties are met with here in determining the proper values of the permeability coefficient for the actual, usually non-homogeneous dam, a knowledge of which is necessary for a satisfactory investigation by model. It is this difficulty above all to which may be ascribed the fact that the results of the model trials and the conclusions drawn from the flow diagrams cannot always with certainty be relied on to describe the conditions in the actual dam.

e. — It is much to be desired that complete flow diagrams should be worked out from as many dam models as possible. The Permanent Bureau might make a collection of these and might publish details of the most successful and most typical diagrams.

f. — Trials on existing dams often lead to results which cannot be directly explained by the theory or by flow diagrams. For this reason such trials must be carried out on a large scale in order to be able to determine to what extent the theory and the model test, as also the flow diagrams, are of real importance for practical work, through what causes the observed deviations arise and in what manner these causes show themselves.

Report No. 11 (Gilboy).

In his highly interesting report, the author does not deal so much with Question 2b., but shows rather how modern methods of the mechanics of soils can be applied to a study of the processes taking place in the consolidation of the core of a dam used for retaining water.

He first examines the stability of the parts buttressing the core, these consist of coarser material, he then deals with the problem of rendering the core impermeable. As neither of these problems, important as they are, concern Question 2b, no further notice is taken of this part of his report. The author then considers the flow of water through an homogeneous, undrained dam resting on an impermeable, horizontal base and gives new approximation for-

mulae. In this connection he starts with two hypotheses laid down by Dr. Leo Casagrande.

1. — The seepage line is a tangent to the line of slope; the point of contact lies at the height $y = m.H$, where H is the depth of water at the face of the dam.

2. — The angle of inclination of the seepage line at any point is given by $i = \frac{dy}{ds}$ and not as is generally assumed

$$i = \frac{dy}{dx} . \quad ds^2 = dx^2 + dy^2$$

Based on these assumptions a formula for the value of m is derived, the form of which is somewhat complex, but its use is facilitated by a graphic construction which is given. The reporter is not in a position to judge to what extent these formulae give more accurate results than those employed hitherto. In any case they are only formulae of approximation; a weak point appears to be the fact that the angle of inclination of the slope on the waterside of the dam has no influence on the location of the tangential point and thus does not affect the value of m . Similarly it is assumed in the derivation that an equipotential line is at the same time a line of equal velocity, which of course is not strictly true in actual fact.

The author further gives particulars of a number of tests made part horizontally and part vertically (on the core) of a big dam in Ohio.

The results of the investigations on the coefficient of permeability k showed that the values of k were always very small but differed considerably, but that they were of equal value in both the horizontal and vertical direction, in any given case.

**ETUDE DES LOIS PHYSIQUES
COMMANDANT L'INFILTRATION DE L'EAU
A TRAVERS LE BARRAGE ET LE SOL SOUS-JACENT**

Par le Professeur Ing. H.C.P. de VOS.

INTRODUCTION

Nous avons indiqué, dans le tableau ci-après, les dix rapports qui ont traité la question 2 b mise au programme du congrès de 1933, en donnant un très bref résumé de leur contenu et en leur donnant à chacun un numéro d'ordre. Dans la discussion des divers rapports, chacun d'eux sera simplement désigné par son numéro :

N°	Nom de l'auteur	Pays d'origine	Bref résumé	Nombre de pages	N° du rapport pour le Congrès
1.	Dr Schaffernak.	Autriche.	Considérations théoriques et essais sur modèles réduits, en particulier sur le mouvement de l'eau à travers les diverses couches de terre.	20	31
2.	Shin-Ichiro Kambara et Shisuwabe Abe.	Japon.	Recherches sur des barrages existants.	25	33
3.	Dr Ing Fiedler.	Tchécoslovaquie.	Recherches sur des barrages existants.	22	34
4.	Pavlovsky et Davidenkov.	U.R.S.S.	Formules approximatives ; recherches de laboratoire et observations sur des barrages existants.	16	37

5.	Körner.	Allemagne.	Considérations générales, en particulier au point de vue du mouvement de l'eau à travers les terres.	38	30
6.	Smrcek.	Tchécoslovaquie.	Recherches de laboratoire sur modèles réduits, en particulier, recherches concernant la stabilité.	18	35
7.	Tersmeden.	Suède.	Description d'une digue sur le Canal du Göta.	8	39
8.	De Vos.	Indes Néerland.	Formules théoriques, essais sur modèles; figurations complètes des courants et observations sur des barrages existants.	50	32
9.	V r e e d e n - burgh.	Indes Néerland.	Procédé électrique pour faire des essais sur modèles et figurer les courants.	14	45
10.	Pavlovsky.	U.R.S.S.	Considérations théoriques; figuration des courants et essais électriques sur modèles.	14	36
11.	Gilboy	Etats-Unis.	Barrages à remplissage hydraulique.	37	46

Le court résumé du contenu du rapport, qui fait l'objet de la quatrième colonne de ce tableau, a pour but de se rendre compte immédiatement de la manière dont l'auteur a traité le vaste programme que posait la question 2b.

On voit que les divers auteurs ont traité la question de manières différentes. Bien que les rapports (quelle que soit leur haute valeur intrinsèque individuelle) soient, bien entendu, de valeurs différentes au point de vue de la réponse donnée à la question elle-même, cette diversité de manières d'envisager la question a son avantage : c'est que le sujet posé n'a pas été examiné dans un sens étroit, mais a donné l'occasion d'étudier une série de questions connexes.

Beaucoup de rapports reproduisent, sous une forme abrégée, des

théories et des formules que l'on trouve dans divers ouvrages et publications ; d'autres se contentent de les citer. Afin de permettre d'avoir un aperçu commode de la documentation citée, on a dressé, à l'annexe I du présent Rapport général, un tableau bibliographique dans lequel sont réunis les documents cités dans les divers rapports : les diverses sources sont numérotées en chiffres romains et cette numérotation sera utilisée pour désigner ces divers documents dans le Rapport général.

La manière dont la question 2 b est posée entraîne tout d'abord une étude théorique des phénomènes par lesquels se manifeste l'infiltration à travers le barrage et le sol sous-jacent.

Des rapports examinés, il résulte très nettement que la théorie pure de cette question est encore très peu avancée et que le problème se heurte encore pour le moment à des difficultés qu'on n'est pas parvenu à résoudre ; cependant, on se rend compte que, dans la plupart des cas, il peut se traiter avec assez d'approximation par certaines méthodes de calcul et, surtout, de diverses manières, par des essais de laboratoire.

Afin d'obtenir un classement simple des rapports d'après leur contenu, le Rapporteur général a jugé commode de grouper sous la désignation de « Théoriques » ceux qui décrivent les phénomènes d'infiltration au moyen de considérations purement théoriques ou des formules approximatives, ou enfin qui représentent les courants d'après des configurations observées dans des essais sur modèles réduits. Dans ce premier groupe de rapports théoriques, on peut, par exemple, classer les rapports n^{os} 1, 4, 6, 8, 9 et 10. A côté de ces rapports théoriques il y en a d'autres d'un grand intérêt, dans lesquels l'auteur a fait part d'observations relevées sur des barrages existants, par exemple les rapports n^{os} 2 et 3 (dont c'est l'objet principal) et les rapports n^{os} 4 et 8, qui contiennent des indications de ce genre. Tous ces rapports constituent le groupe n^o 2.

Le rapport n^o 5 occupe une place à part : il contient des considérations sur les mouvements de l'eau sous-jacente en général, et dans la zone capillaire en particulier ; de même, le rapport n^o 7, qui contient une description de la construction d'une digue sur le Canal de Gœta. En raison de leur caractère particulier, ces deux rapports ont été classés en un troisième groupe.

Afin de ne pas trop morceler la discussion, on a fait porter celle-ci, non pas sur chaque rapport en particulier, mais sur le groupe. Pour ne pas trop allonger le rapport général, on n'y a pas reproduit les formules et calculs, ou on ne l'a fait qu'exceptionnellement ;

on a cité simplement les théories, les méthodes et les résultats indiqués dans les rapports particuliers. Pour tous les détails, on est prié de se référer aux rapports eux-mêmes.

Premier groupe.

Rapports théoriques

Rapport n° 1 (Dr. SCHAFFERNAK). — Les considérations contenues dans ce rapport visent spécialement le mouvement de l'eau dans des masses non homogènes se composant de couches horizontales, verticales ou obliques, chacune pouvant être considérée comme homogène et d'épaisseur absolument uniforme, mais d'une perméabilité différente. En s'appuyant sur (I) et (II), l'auteur rappelle qu'en passant d'une couche dans une autre le filet liquide subit une déviation brusque, analogue à la réfraction d'un rayon lumineux passant d'un milieu dans un autre, et de telle sorte que les tangentes de l'angle que les deux branches du filet liquide forment avec la surface limite, sont entre elles comme le coefficient de perméabilité des deux couches.

Dans le cas de couches de faible épaisseur ou, en d'autres termes, quand la masse de la terre est constituée de couches minces alternatives de deux types de terres différentes ayant des coefficients de perméabilité k_1 et k_2 , on peut attribuer à la terre une perméabilité moyenne, mais cette moyenne sera différente selon la direction du courant. La valeur de k_x correspondante peut s'exprimer en k_{\min} et k_{\max} , qui sont les coefficients de perméabilité dans une direction perpendiculaire ou parallèle à la couche, et celle-ci, de son côté, peut être caractérisée par les valeurs k_1 et k_2 de la matière composant la couche.

Bien que la plupart des problèmes, qui se posent à propos de terres composées de couches minces et de couches épaisses, puissent recevoir, en principe, une solution mathématique exacte, ces solutions, de l'avis de l'auteur, présentent de telles difficultés qu'on n'obtient, pratiquement, aucun résultat utilisable.

Dans cet ordre d'idées, l'auteur déclare que, dans une terre homogène, les problèmes concernant l'infiltration dans le sol sous-jacent peuvent être résolus au moyen de diagrammes de courants relevés sur des modèles réduits, ou bien au moyen de constructions graphiques basées sur la théorie de courants potentiels ; mais, quand il s'agit de terre non homogène, le problème se présente d'une façon plus compliquée : dans ce cas cependant on peut concevoir le mou-

vement de l'eau à travers chaque couche homogène comme un courant potentiel. En outre des conditions marginales habituelles qui s'appliquent à une terre complètement homogène, il faut, par conséquent, tenir compte des conditions qui s'appliquent au passage d'une terre dans une autre, c'est-à-dire des règles données par Dachler (I). L'auteur étudie ensuite les lois auxquelles les modèles doivent satisfaire pour pouvoir obtenir l'analogie des courants d'infiltration dans la masse réelle et dans le modèle : cette analogie sera réalisée lorsque le rapport des valeurs k des matériaux naturels sera le même que celui des matériaux employés à la construction du modèle ; étant donné que la perméabilité réelle répartie par couche est remplacée par une perméabilité moyenne, comme on est autorisé à le faire quand il s'agit de terres composées de couches minces, il faut, en outre, qu'une condition supplémentaire soit remplie, c'est que le rapport $\frac{k_{\max}}{k_{\min}}$ soit le même pour le modèle et pour la masse réelle.

L'auteur voit, dans un essai sur modèle réduit correctement exécuté, le moyen universel de résoudre tous les problèmes d'infiltrations particuliers qui peuvent se présenter. Son rapport donne quelques diagrammes de modèles qu'il a étudiés ; dans ses essais sur modèles réduits, le procédé employé consiste à rendre visibles les trajets suivis par les courants, au moyen de matière colorée introduite dans le modèle.

D'après ces diagrammes, on peut voir, dans un modèle posé sur une plaque horizontale transparente, la forme des deux courants se modifier dès que la base, au lieu d'être constituée par un matériau homogène, se trouve faite d'un matériau composé de couches diverses. En outre, certaines gravures représentent un modèle figurant un barrage non homogène ; elles permettent — comme d'ailleurs les précédentes — de se rendre compte nettement comment la direction du filet liquide se modifie au passage de la limite de deux couches.

Dans le cas où l'on a affaire à de la terre composée de couches très minces, l'auteur, se basant sur (III), décrit un procédé approché, d'après lequel on peut dessiner les courants d'infiltration, à condition que l'on connaisse les coefficients de perméabilité moyens k_{\max} et k_{\min} dans des directions parallèle et perpendiculaire aux couches.

On peut résumer le procédé en deux mots en disant que l'on donne au modèle une configuration telle que ses dimensions horizontales sont réduites dans un rapport déterminé ; ce modèle, modifié, peut être traité comme un modèle homogène et on peut dessiner le filet liquide correspondant. En revenant à l'échelle exacte, le cou-

rant précédemment obtenu se trouve déformé et sa nouvelle forme représente alors le véritable état du courant correspondant au matériau composé de couches différentes. Cette méthode ne peut s'appliquer rigoureusement que dans des conditions marginales simples et déterminées, comme par exemple celles qu'on rencontre dans l'infiltration à travers des parois verticales ; dans tous les autres cas, la méthode n'est qu'approchée.

Dans le cas de terres composées de couches diverses disposées sous une fondation horizontale, le rapport donne un exemple détaillé de cette méthode.

Finalement, en se référant à (IV), où il est question d'un barrage en terre dont le talus extérieur est revêtu d'une couche poreuse, le rapport calcule la courbe d'infiltration au moyen de formules approchées : ce calcul donne une courbe qui concorde bien (en ce qui concerne l'allure générale au passage d'une couche dans l'autre) avec la courbe trouvée au moyen de l'essai sur modèle. Cependant, l'auteur n'emploie, pour son calcul, que des formules permettant seulement une approximation grossière ; par exemple, dans ses formules, il n'a pas tenu compte du fait que la courbe d'infiltration dans le talus du côté amont, qui représente une courbe de potentiel, doit être perpendiculaire à ce talus.

Rapport n° 4 (MM. PAVLOVSKY et DAVIDENKOV). — Ce rapport communique les conclusions les plus importantes contenues dans l'ouvrage (V), en faisant usage de formules approchées hydrauliques, et non pas purement hydrodynamiques : l'auteur fait remarquer que cela ne donne qu'une solution approchée du problème.

L'auteur considère un barrage reposant sur une base horizontale imperméable comme un système hydraulique traversé par l'eau. Pour établir les formules de la courbe d'infiltration à travers un barrage homogène, on admet que l'ouvrage se compose de trois parties : antérieure, médiane, postérieure. Ces trois parties sont séparées l'une de l'autre par des limites verticales dont la première est tracée un peu arbitrairement. Il passe la même quantité d'eau à travers les trois parties ; pour chacune de ces sections on a établi des formules qui sont reliées entre elles précisément par cette condition que chaque section du barrage est traversée par la même quantité d'eau. De cette manière, on obtient, pour la courbe d'infiltration, une série de quatre équations qui permettent de déterminer complètement cette courbe. Bien que la ligne ainsi obtenue ne soit pas exactement conforme à la réalité, on obtient, du moins, une allure générale très rationnelle, puisqu'elle commence par être, comme cela est néces-

saire, normale au talus amont, se continue par une parabole, qui se termine sur le talus aval à une certaine hauteur au-dessus du niveau de l'eau aval. Le fait, que cette courbe n'est pas absolument correcte, résulte de l'observation suivante : dans le cas d'un talus vertical, l'équation donnerait une hauteur finale nulle et, par conséquent, en cet endroit l'eau devrait s'écouler par une section nulle avec une vitesse infinie, ce qui, bien entendu, n'est pas possible.

De ces formules il résulte, entre autres, les conclusions suivantes que l'on retrouve, d'ailleurs, dans d'autres rapports :

a) La forme de la courbe d'infiltration est indépendante de la nature du matériau du barrage.

b) La quantité d'eau d'infiltration est proportionnelle au coefficient de perméabilité.

c) La forme de la courbe d'infiltration est la même pour des profils géométriques semblables.

d) Tout accroissement de la largeur du couronnement du barrage n'a qu'un effet négligeable sur la forme de la partie aval de la courbe d'infiltration.

e) Une diminution des pentes des talus aval élève la partie aval de la courbe d'infiltration, une diminution des pentes des talus amont l'abaisse.

f) La quantité d'eau d'infiltration est d'autant plus grande que les deux talus aval et amont sont à pentes plus raides.

Pour les barrages avec noyau, le rapport indique un système de cinq équations approximatives, grâce auxquelles on peut calculer la forme de la courbe d'infiltration. En outre, il examine la méthode théorique bien connue de construction de cette courbe dans laquelle on transforme, au moyen d'une modification d'échelles déterminées, le barrage avec noyau en un barrage homogène, ce qui permet de dessiner la courbe d'infiltration ; en ramenant ensuite le dessin à l'échelle correcte, on obtient la courbe d'infiltration qui correspond au barrage réel avec noyau.

L'auteur signale que, dans son ouvrage (V) on trouve des calculs pour les barrages à drainage, mais il ne les a pas reproduits dans son rapport.

D'après l'auteur, des conditions théoriques fournissent la preuve que ce système de drainage constitue un moyen excellent pour abaisser la partie aval de la courbe d'infiltration ; entre autres, il attire l'attention sur la possibilité d'employer des barrages en sable, à profil réduit, surtout en présence d'un système de drainage.

En se basant sur des essais de laboratoire, le rapport montre

que les formules indiquées par l'auteur pour les courbes d'infiltration se vérifient d'une manière satisfaisante.

Le rapport donne quelques exemples d'essais de laboratoire, et renvoie pour les autres détails à (VI).

A ce propos, le rapport signale que les essais peuvent être exécutés par des procédés électriques, c'est-à-dire en faisant usage de la théorie de l'analogie électro-dynamique, et aussi à l'aide de la méthode des intégrateurs hydrauliques : dans cette dernière, l'eau coule entre deux plaques parallèles, disposées à un petit intervalle l'une de l'autre, ou bien dans un modèle installé entre des rigoles d'expérience ; finalement, on peut aussi relever des observations sur des barrages existants. Au sujet des recherches exécutées, le rapport renvoie à l'ouvrage (VI), et ne retient ensuite que les conclusions résumées suivantes :

Le plus grand nombre des essais a été exécuté dans des récipients totalement en bois, et plus tard dans des récipients en bois munis d'une paroi en verre. Au début, on a déterminé le niveau de la courbe d'infiltration au moyen de tubes qui étaient percés de trous sur toute leur longueur, et, ensuite, au moyen de tubes qui étaient arrêtés en haut de la courbe d'infiltration. L'auteur fait remarquer avec raison que cette dernière méthode est irréprochable, tandis que, dans la première, les divers trous, dans lesquels règne un potentiel différent, sont plus ou moins en communication, en sorte que le potentiel réel peut se trouver erroné. La plupart des modèles se composaient de sable à peu près homogène, et avaient 50 cm. de hauteur ; la quantité d'eau d'infiltration, la position de la courbe d'infiltration, ainsi que la pression, étaient mesurées en différents points de la masse et, de plus, on évalue la stabilité à l'égard du délavage.

Le programme des essais a embrassé les questions suivantes :

1. — Infiltrations à travers les barrages sur fondation imperméable.

- a) Influence de la pente du talus.
- b) Influence de la largeur du couronnement.
- c) Influence du système de drainage.
- d) Influence du matériau de l'ouvrage.

2. — Infiltrations à travers le barrage sur fondation perméable.

- e) Influence de la couche perméable.
- f) Influence de la profondeur de l'eau souterraine en dessous du barrage.

Les conclusions ci-dessus ont été vérifiées par les essais ; on pourrait les compléter encore par les suivantes :

g) Le talus aval moins incliné résiste mieux au délavage que les talus plus inclinés.

h) La stabilité du talus aval n'est pas augmentée par un élargissement du couronnement.

i) L'accroissement d'élançabilité du sol sous-jacent perméable fait abaisser la courbe d'infiltration pendant que la quantité totale d'eau d'infiltration augmente.

j) La courbe d'infiltration vient couper le talus aval du barrage même lorsque le niveau de l'eau souterraine se trouve, à une certaine distance en arrière, à un niveau plus bas.

Rapport n° 6 (M. SMRČEK). — Le rapport contient exclusivement des communications et des figures qui se rapportent à des essais exécutés sur modèles réduits. Il n'y a pas de considérations théoriques ni de formules. L'étude a pour objet principal d'établir comment les barrages en terre, qui sont exposés à l'action de l'eau d'un seul côté, se comportent au point de vue de l'eau qui les pénètre par capillarité et par infiltration ; en outre le rapport examine les phénomènes qui se manifestent au début et pendant le cours de la chute d'un barrage.

Le rapport communique des données résultant d'essais sur un barrage en terre homogène et appuie ces données par des figures. Il indique de quelle manière l'eau pénètre dans le corps du barrage et comment elle le traverse, quelle forme prend la courbe d'infiltration selon les différents niveaux de l'eau, comment la vitesse capillaire diminue au cours du temps, dans le sens vertical aussi bien que dans le sens horizontal, l'importance des différentes quantités d'eau d'infiltration, et, enfin, comment évolue le délavage du pied du barrage.

Le rapport montre, d'après un barrage construit en petite pierreaille, les courbes du niveau de l'eau d'infiltration dans le barrage, correspondant aux diverses hauteurs du réservoir et, en outre, les quantités d'eau correspondant à ces niveaux, enfin, l'évolution du déblai du matériau au pied du barrage.

Le rapport rend compte de certains essais exécutés sur des modèles réduits, en pierreaille et en sable, recouverts sur la face amont d'une paroi imperméable à l'eau, par dessus laquelle différentes quantités d'eau passent dans le corps du barrage.

Il ressort de ces essais que l'état de la partie arrière du barrage, au point de vue de la position des courbes d'infiltration, ainsi que le moment du début et de la continuation du déblai du pied du

barrage, restent pratiquement les mêmes, que l'eau s'écoule en quantité quelconque par dessus le parement étanche, ou bien qu'elle coule à travers un barrage homogène dépourvu de bouclier.

Tous les modèles étudiés avaient 1 m de large et 1,05 m de hauteur; les modèles étaient construits sur le sol de la rigole et représentaient, par conséquent, des barrages établis sur une fondation imperméable. Les figures des courbes d'infiltration, contenues dans le rapport et correspondant à diverses hauteurs du niveau d'eau et à diverses formes du barrage, montrent nettement que la hauteur de sortie de l'eau d'infiltration, par rapport au pied de l'ouvrage, a toujours une valeur notable et que la forme générale, telle que l'indique la figure 1 b), correspond en tout et pour tout à la forme déterminée par les formules approchées du rapport n° 4.

Rapport n° 8 (M. de Vos). — Dans son introduction, l'auteur donne les formules approximatives connues de la courbe d'infiltration dans un barrage en terre homogène et rectangulaire, sur fondation imperméable, et montre que ces formules ne peuvent être correctes. En se référant à (VIII) et (IX), il signale que les essais ont prouvé que, contrairement à ce qu'apprennent ces formules, la hauteur du courant d'infiltration à sa sortie dans le talus aval, pour un niveau d'eau extérieur O , n'est jamais O , mais a toujours une certaine valeur appréciable; même lorsque le niveau de l'eau n'est pas nul, le point de sortie est toujours au dessus du niveau de l'eau. A l'aide du raisonnement contenu dans (VIII) il montre à quelle hauteur, pour un niveau d'eau égal à O , la courbe d'infiltration sort du talus et, partant de là, il indique une nouvelle formule pour la courbe d'infiltration.

D'après la théorie du courant potentiel, on sait que les courbes de courant et les courbes de potentiel (à condition de leur attribuer les mêmes différences de paramètres) donnent des diagrammes de courant constitués par un réseau de courbes qui se coupent à angle droit et dont les mailles sont des carrés. Une figure bien connue des courants de cette nature est celle d'un faisceau de paraboles confocales; le rapport montre que cette configuration, dont il est donné une figure, s'applique à l'infiltration à travers un barrage en terre homogène, reposant sur un sol horizontal imperméable. En outre, le talus amont du barrage doit être également une parabole, et il doit y avoir sous le pied du barrage, du côté aval, un drainage partant du foyer commun des paraboles et se dirigeant vers l'extérieur. La courbe d'infiltration est alors également une parabole,

conformément aux formules établies d'après les considérations exposées dans (VIII).

Cette image du courant, par conséquent complètement théorique, qui permet de calculer, au moyen de formules théoriques, la valeur et la direction de la vitesse du courant, la valeur du potentiel et la quantité d'eau qui passe, tout cela pour chaque point de l'ouvrage, sert de base pour la solution de tous les cas les plus compliqués.

De ces formules, le rapport déduit quelques conséquences générales, dont les plus importantes sont les suivantes :

a) La forme du courant d'infiltration est indépendante de la nature du matériau du barrage — en conséquence de cette conclusion, on a établi des règles simples, dont il faut tenir compte dans les essais sur modèles réduits.

b) On calcule la hauteur où la section transversale du courant d'infiltration coupe la verticale passant par le foyer, ainsi que la largeur de la section horizontale du courant dans le drainage, et, comme conséquence, les dimensions que doit avoir le système de drainage.

c) On montre que, dans le drainage, il se produit des vitesses de courant très notables, de l'ordre de celles qui sont admises dans la plupart des constructions hydrauliques, sur la base de la théorie bien connue des pentes hydrauliques, ce qui implique la nécessité d'apporter un soin tout particulier à la construction des drainages. Il est démontré, en outre, que ces vitesses de courant ne peuvent pas être diminuées par l'élargissement du barrage ou par la diminution de hauteur d'eau du réservoir, car ces vitesses dépendent uniquement du coefficient de perméabilité du matériau du barrage et sont indépendantes de la forme de l'ouvrage.

Ensuite, le rapport indique par quels procédés on peut vérifier cette configuration théorique du courant d'infiltration. Le plus simple paraît être de mesurer, sur des modèles réduits, la quantité d'eau qui passe, et d'examiner si elle concorde avec celle qui résulte de la formule, ou bien, ce qui revient au même, de calculer les coefficients de perméabilité pour des barrages existants, construits avec le même matériau, d'après les quantités d'eau d'infiltration constatées et correspondant à diverses hauteurs de niveau : on doit trouver les mêmes valeurs. L'auteur montre que cette méthode n'est pas exacte, parce qu'il n'y a pas que l'eau d'infiltration qui traverse le modèle : il y a aussi l'eau de capillarité, dont la quantité est inconnue et que l'on mesure en même temps que la première, ce qui fait que le total obtenu est trop fort.

Un autre procédé pourrait consister à rendre les filets d'eau d'infiltration visibles au moyen d'une matière colorante ; mais on ne peut pas ainsi déterminer exactement la courbe d'infiltration, parce qu'il passe souvent de l'eau de la zone d'infiltration dans la zone de capillarité, ce qui entraîne de fortes variations des filets liquides dans le voisinage de la courbe.

Le procédé le meilleur paraît être le suivant : au moyen de tubes verticaux on mesure en divers points la hauteur de la courbe d'infiltration, qui est identique à celle de la courbe de niveau suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique ; on reconnaît que ces deux hauteurs sont les mêmes lorsque, dans les tubes, il commence à se former, de lui-même, un plan d'eau stable.

Il résulte de nombreuses opérations de mesure que la courbe théorique d'infiltration concorde exactement avec la courbe repérée.

D'ailleurs, le diagramme théorique du courant d'infiltration n'a pas, au point de vue pratique, une valeur très importante, car les barrages réels ont, en réalité, une tout autre forme que celle admise.

Le rapport examine, ensuite, en se basant sur les essais, comment le diagramme de courant se transforme quand il s'agit d'autres formes de barrages : il étudie tout d'abord l'influence de la pente du talus amont en faisant varier celle-ci, sur un même modèle de barrage, en enlevant de la terre de ce côté, entre les limites $\infty/1$ et $0/1$. On mesure la courbe d'infiltration au moyen de tubes verticaux qui servent à déterminer la quantité d'eau qui filtre, et on rend les filets liquides visibles au moyen de matière colorante. On obtient ainsi, pour chaque cas, des images complètes de courant d'infiltration, dont la fidélité peut être vérifiée au moyen des valeurs de Q mesurées et calculées.

Ces recherches ont permis de tirer les conclusions suivantes :

a) La pente du talus amont n'exerce que fort peu d'influence sur la position de la partie arrière de la courbe d'infiltration, mais cependant l'abaisse : la courbe part perpendiculairement du talus amont.

b) La pente du talus n'influe que fort peu sur les pertes d'eau par infiltration.

c) Le maximum de vitesse de l'eau d'infiltration se trouve à la hauteur de niveau de l'eau.

Le rapport donne une formule approchée qui permet de déterminer l'importance de l'infiltration dans un barrage à paroi amont verticale quand le réservoir est plein ; il démontre que la

vitesse dangereuse de courant peut être diminuée par l'emploi d'un drainage, de telle manière que le niveau de l'eau dans le drainage soit fixé à une certaine hauteur.

L'auteur indique une méthode approchée pour étudier l'allure de la courbe d'infiltration dans les barrages non drainés, pour déterminer la hauteur du talus aval à laquelle il faut s'attendre à voir sortir l'eau d'infiltration. Il donne des méthodes de calcul pour déterminer la courbe d'infiltration dans un barrage composé de deux bandes verticales de matériaux différents et dans un barrage comportant un noyau étanche. Contrairement à la théorie généralement admise, on constate que, dans ce cas, la courbe d'infiltration n'est nullement continue, mais présente un ressaut, ou une chute, au passage du matériau plus étanche au matériau qui l'est moins.

On a contrôlé par les essais les courbes obtenues par le calcul et on a constaté que la concordance était satisfaisante.

Enfin, le rapport examine divers cas : barrages homogènes, avec système de drainage, reposant sur une base d'égale perméabilité; barrages sur base perméable, avec cloison imperméable; profil de canal avec digues drainées, enfin, barrage drainé sur base plus perméable que le matériau du barrage.

Le rapport contient des représentations complètes de tous les cas cités ci-dessus, et montre que l'on possède ainsi tous les renseignements voulus sur les phénomènes de l'infiltration : cela constitue un procédé idéal de solutionner les problèmes d'infiltration de cette nature. On voit nettement, d'après les figures, que la courbe d'infiltration se trouve fortement abaissée par suite de la perméabilité de la base sur laquelle repose l'ouvrage, et que, comme l'indique le rapport n° 1, il se produit, au passage d'une nature de terre à l'autre, un brusque changement de pente des courbes de potentiel et de courant.

Rapport n° 9 (M. VREEDENBURGH). — Ce rapport consiste principalement en une description de la méthode électro-dynamique, employée à l'École Technique de Mécanique appliquées de *Bandoeng*, pour l'étude, sur deux dimensions, des courants de l'eau dans le sol de fondation : le modèle de barrage est représenté par une masse liquide; il contient aussi une description des appareils utilisés dans ce but.

L'auteur cite quelques jolis exemples des recherches exécutées. Un des exemples concerne la représentation du courant citée

dans le rapport n° 8, suivant deux systèmes de paraboles confocales; l'autre exemple, le cas également traité dans le rapport n° 8, d'un profil de canal avec des digues drainées.

Cette méthode d'étude du courant d'infiltration dans les barrages présente une difficulté provenant du fait qu'il faut connaître toutes les conditions marginales, c'est-à-dire par conséquent la forme de la courbe phréatique dans le barrage: dans la plupart des cas, cette courbe, identique à la courbe d'infiltration, n'est pas connue a priori. Par conséquent, les recherches électro-dynamiques doivent être, en général, précédées d'un essai sur modèle fait du même matériau que le barrage, sur lequel on détermine au préalable, au moyen de tubes de sondages, la courbe phréatique.

Des mesures exécutées, il résulte que le diagramme théorique des paraboles confocales se trouve complètement vérifié. L'autre exemple, le cas, également traité dans le rapport n° 8, à propos du profil de canal, se trouve donc ainsi complètement démontré.

A propos de cet exemple d'un profil de canal, le rapport examine le résultat auquel on parvient lorsqu'on prend comme courbe phréatique une ligne droite. On constate que l'on obtient à peu près la même figure de courant lorsque (comme cela se produit dans le cas examiné) la courbe exacte et la courbe de remplacement diffèrent peu l'une de l'autre. Il est évident, d'ailleurs, que la courbe phréatique ne saurait être une ligne droite, si l'on réfléchit que les points d'origine des lignes de potentiel ne se trouvent pas placés sur cette courbe, de telle manière que les hauteurs réelles concordent exactement avec les potentiels.

Le rapport démontre que la méthode peut s'appliquer, non seulement au cas des barrages homogènes, mais aussi à celui de barrages composés de bandes de terre ayant des coefficients de perméabilité k différents: dans ce dernier cas, on s'est servi d'un modèle liquide dans lequel les épaisseurs sont différentes d'un point à l'autre et dans le même rapport que celui des coefficients de perméabilité respectifs.

Si la différence de valeur des coefficients de perméabilité est importante, l'auteur considère comme plus avantageux d'employer des épaisseurs liquides égales, mais possédant, en concordance avec les valeurs locales de k , une résistance spécifique différente, et de séparer les zones individuelles par des cloisons minces, dont la résistance spécifique est égale à celle de l'une ou l'autre des masses liquides séparées.

Rapport n° 10 (M. PAVLOVSKY). — L'auteur traite spécialement le problème du courant d'infiltration à travers un corps homogène placé sous un barrage ou sous une plaque de fondation imperméable. Cette étude vise par conséquent un problème qui est certainement du plus grand intérêt pour la construction des barrages, mais qui n'embrasse pas le problème des barrages dans son entier, car en général l'eau traverse le barrage lui-même; le problème traité s'écarte d'autant plus du problème général que, dans ce dernier, le niveau libre de l'eau n'est pas inconnu.

Au début, en se référant à (VII), le rapport donne un court aperçu de la théorie du courant potentiel à deux dimensions; il établit des équations générales différentielles pour cette nature de courant, ainsi que les conditions marginales qui doivent être satisfaites dans le cas particulier envisagé; par conséquent, l'auteur traite le problème uniquement par la méthode physico-mathématique. Il note que l'on peut démontrer mathématiquement que, pour tout problème de cette nature, il existe toujours une seule solution, et qu'en particulier, la théorie de *Bligh*, employée fréquemment autrefois et encore aujourd'hui, concernant les pentes hydrauliques, est correcte.

Le rapport indique ensuite la méthode générale permettant de résoudre mathématiquement le problème; elle repose sur le procédé de transformation conforme, et l'auteur communique les équations à employer.

Il prend comme exemples, avec une plaque de fondation munie d'une cloison en palplanches, les diagrammes de courant correspondant à divers cas: la cloison étant disposée sur le bord antérieur de la plaque, ou bien à une distance égale au $1/4$ de la longueur de la plaque, ou, enfin, dans le milieu de la plaque. On voit nettement, par ces diagrammes, que, dans chaque cas examiné, l'allure des courbes de courant et de potentiel est réglée par la forme de la plaque: on peut aussi se rendre compte, d'après les diagrammes, des emplacements auxquels se produisent les grandes vitesses dangereuses.

Pour une plaque de fondation avec trois cloisons de barrage, on voit que la courbe des sous-pressions diffère fortement de la ligne droite correspondant à la théorie de *Bligh*.

Enfin, le rapport donne un diagramme de courant correspondant au cas simple d'un barrage imperméable qui repose sur une base perméable, close de tous les côtés par les parois du récipient d'essai:

ce diagramme théorique de courant a été contrôlé par des essais de laboratoire.

Sans entrer davantage dans des considérations et des déductions théoriques, le rapport communique des formules de potentiel et de vitesse correspondant aux cas suivants :

a) une plaque munie d'une cloison de palplanches disposée dans son milieu;

b) un barrage reposant sur une base perméable.

Le rapport décrit ensuite un appareil grâce auquel on peut obtenir des diagrammes de courant, en se basant sur la méthode de l'analogie électro-dynamique, et expose le procédé employé avec cet appareil; il montre différents diagrammes de courant obtenus par ce procédé; d'après l'auteur, le grand avantage de cette méthode expérimentale, par rapport à la méthode théorique pratiquement inutilisable en raison des difficultés mathématiques, est que l'on peut obtenir rapidement, et sans beaucoup de frais, des diagrammes de courant qui concordent complètement avec la solution théorique exacte. Même dans le cas de terres non homogènes, ce procédé permet de résoudre simplement la question, et la méthode (avec quelques petits changements) s'applique, en outre, à la solution des problèmes qui se posent pour l'infiltration à travers des barrages et des digues, dans le cas de courants à trois dimensions, et également à tous les problèmes compliqués de drainage, d'infiltration et de fissure dans les revêtements, etc...

L'auteur tire de son rapport quelques conclusions de nature hydro-mécanique (A) et hydro-technique (B), que je résume brièvement ci-après :

A. — a) Les valeurs de la fonction $h(x, y)$ pour des terres perméables en dessous d'un barrage, sont indépendantes des coefficients de perméabilité et sont fonction linéaire de la différence totale des pressions; la constitution des formules dépend du contour des couches perméables.

b) La sous-pression sous une plaque ne suit pas une ligne droite, mais une courbe.

c) La valeur de la vitesse d'infiltration et la quantité de l'eau infiltrée sont proportionnelles aux coefficients de perméabilité et à la différence totale des pressions; le type des formules de vitesses et des quantités d'eau infiltrées dépend complètement de la forme du contour de la couche perméable.

d) La forme des lignes de potentiel et de courant dépend

exclusivement du contour de la couche perméable et est indépendante de la valeur de k , ainsi que de la valeur de la pression.

B. — *a)* Pour établir le projet d'un barrage, il est complètement insuffisant d'appliquer la théorie de *Bligh* ou autre procédé empirique; les données nécessaires sur l'état du courant doivent être recherchées par des méthodes hydro-mécaniques, comme celles que l'auteur a exposées dans son ouvrage (VII).

b) La méthode de l'analogie électro-hydro-dynamique est d'une très grande importance pour la solution des problèmes théoriques et pratiques.

c) La longueur du trajet d'infiltration ne donne pas de garanties suffisantes pour la sécurité d'un ouvrage; le principe d'une bonne construction réside, non pas dans l'allongement du trajet d'infiltration, mais dans une bonne conformation de la partie sous-jacente du barrage.

d) Une bonne conformation de la partie sous-jacente peut permettre de raccourcir notablement la longueur du barrage.

e) La théorie mécanique du sol perméable sous-jacent est encore insuffisamment développée; dans des études ultérieures sur cette question, il faudrait traiter le problème en corrélation avec celui de l'hydro-mécanique du courant de l'eau souterraine.

Deuxième groupe.

Etudes concernant les barrages existants.

Rapport n° 2 (SHIN-ICHIRO KAMBARA et SHISUWO ABE). — D'après les auteurs, la méthode la plus simple et la plus radicale pour trouver la direction et la valeur de la vitesse du courant d'infiltration, ainsi que la pression en chaque point, est de disposer des tubes piézométriques dans lesquels on peut mesurer directement la pression.

Grâce à ces mesures, on peut déterminer les niveaux d'égale pression et en déduire, à leur tour, les niveaux d'égal potentiel, et finalement, les courbes de courant.

Les tubes piézométriques sont constitués par des tubes complètement fermés, sauf à leur extrémité inférieure qui est librement ouverte; la hauteur de l'eau dans ces tubes indique donc directement la pression qui existe dans le barrage à cette extrémité inférieure; ces tubes, de différentes longueurs, les plus longs allant

jusqu'à la base du barrage, les plus courts jusqu'à la courbe d'infiltration, doivent être disposés en série, à faible intervalle les uns des autres et parallèlement à l'axe du barrage; il doit y avoir un nombre suffisant de ces séries, perpendiculaires à l'axe du barrage, afin que l'on possède, dans des sections déterminées, un nombre suffisant de points de mesures. Sur chaque verticale, déterminée par une série de tubes, on peut construire la courbe qui indique l'allure des pressions; de chaque groupe de courbes de ce genre, tracées avec la même différence de pression déterminée, on peut déduire l'allure des courbes d'égale pression et les tracer.

Ensuite, dans la section du barrage où sont tracées les courbes d'égale pression, à des hauteurs séparées par des intervalles égaux à la différence de pression des courbes d'égale pression, on trace des lignes horizontales, ce qui permet de trouver les courbes d'égal potentiel, puisque celles-ci passent par les points de rencontre des deux faisceaux de courbes.

Les courbes de courant sont les courbes tracées normalement aux courbes d'égal potentiel; on peut donc les tracer dès qu'on connaît ces dernières.

Les auteurs font remarquer, en outre, qu'il est très important de connaître la vitesse du courant d'eau d'infiltration, mais il est impossible de la mesurer directement; cependant, on peut déterminer le coefficient de perméabilité du matériau du barrage, étant donné que l'on peut calculer ce coefficient, ainsi que la vitesse de courant, dès que l'on connaît les courbes de potentiel.

D'après les auteurs, le coefficient de perméabilité peut se calculer d'après la modification progressive du niveau de l'eau, constatée dans les piézomètres; pour ce calcul, ils établissent les formules indiquées par *Forcheimer* dans son «Hydraulique» (1930, page 99).

Le coefficient de perméabilité k étant connu de cette manière, on peut calculer la vitesse à l'aide de la formule de *Darcy*.

Dans le sol sous-jacent, on peut étudier le mouvement de l'eau de la même manière que dans le corps du barrage.

Le rapport contient ensuite une description de deux barrages étudiés : le barrage *Ono* et le barrage *Murayama*.

Le barrage *Ono*, haut de 37,50 m, avec une largeur au couronnement de 7,30 m, a, sur la face amont, des pentes de $1/2,5$ et $1/3$, et sur la face aval, de $1/2$ et $1/3$: il comporte un noyau corroyé composé de sable et gravier et d'argile, et un bouclier en béton, encastré dans le sol sous-jacent.

Le barrage lui-même est fait de couches de terre rouge fortement corroyées.

Le coefficient de perméabilité de la matière étanche a été déterminé au moyen de l'essai par tubes ; on a trouvé la valeur très réduite de $k = 0,000056$ à $0,000017$ cm/sec. La partie du barrage, en arrière du noyau, a été drainée au moyen de rigoles et de tubes de drainage, disposés dans le matériau.

Le barrage *Murayama*, haut de 30 m avec une largeur au couronnement de 7,30 m, a, sur la face amont, une pente de 1/3, et sur la face aval, une pente de 1/2 ; il est muni d'un système de drainage au pied de l'ouvrage. Le barrage est également fait de terre rouge. Il est muni d'un noyau corroyé, qui comporte également un bouclier en béton. Le rapport indique les résultats numériques des essais. On a étudié seulement l'état de la moitié de l'ouvrage, située en arrière du noyau.

Pour le barrage *Ono*, on est arrivé, par la méthode ci-dessus, aux valeurs suivantes :

$$k = 0,0000042 \text{ cm/sec. (maximum).}$$

$$k = 0,0000004 \text{ cm/sec. (minimum).}$$

Pour les coefficients de perméabilité du matériau du corps du barrage, ces valeurs sont beaucoup plus petites que la valeur k du noyau et paraissent invraisemblables. Si elles étaient correctes, c'est que le noyau serait plus perméable que le corps du barrage proprement dit et, par conséquent, l'adjonction d'un noyau ne s'expliquerait pas. Le Rapporteur Général ne peut pas se défendre de l'impression que les valeurs de k , ainsi trouvées, ne sont pas correctes et, par conséquent, les mesures prouvent que l'on ne peut pas déterminer correctement une valeur de perméabilité par les méthodes indiquées.

Pour un barrage homogène fait du matériau ci-dessus et comportant une masse théorique de 30 m de hauteur sur 150 m de large, la quantité d'eau d'infiltration serait, conformément à la formule du rapport n° 4 :

$$Q = k \times (\sqrt{H^2 + L^2}/L)$$

qui devient, en prenant pour k la valeur 0,000002 cm/sec. :

$$Q = 0,0000020 \times 300 = 0,0006 \text{ cm}^3 \text{ par cm linéaire de largeur du barrage.}$$

Pour un barrage de 100 m de long, il y aurait, par conséquent, une infiltration de 6 cm³/sec, en sorte qu'un pareil barrage pourrait être considéré pratiquement et complètement imperméable.

L'allure des courbes d'égal pression et d'égal potentiel, ainsi que les lignes de courant, donnent, pour le barrage *Ono*, également une impression d'invrai-semblance. En tout cas, il est évident que la courbe correspondant à la pression représente la courbe d'infiltration qui, de son côté, est de nouveau la courbe de courant la plus élevée. Les courbes de potentiel devraient donc être normales à cette courbe et non pas la couper sous un angle aigu, comme le représente la figure; de plus, il est également invraisemblable qu'une courbe de courant coupe cette courbe d'infiltration.

Enfin, il est à peu près impossible que les trois groupes de courant indiqués se rencontrent en un même point et à partir de ce point, se séparent aussi rapidement, comme le représente la figure. La représentation des courbes du barrage *Murayama* paraît moins invraisemblable. Cependant, elle l'est aussi, en partie, de sorte qu'il subsiste quelques doutes sur la correction des résultats tirés des expériences.

En conséquence, il semble au Rapporteur Général que les résultats indiqués dans le rapport fournissent avant tout la preuve que les essais, exécutés sur des barrages existants, présentent les plus grandes difficultés et que ces résultats doivent être exploités avec une très grande prudence : ce point de vue est d'ailleurs exprimé dans les autres rapports par les différents auteurs.

Rapport n° 3 (Dr. J. FIEDLER). — Le rapport traite principalement des observations et des recherches exécutées sur quatre barrages en terre terminés, qui ont été provoquées par la rupture d'un de ces ouvrages. Il donne une description intéressante de ce barrage avant l'accident, ainsi que des dommages constatés après la rupture.

Le rapport donne une analyse des diverses sortes de terres employées à ces barrages, ainsi que le résultat des observations du niveau de l'eau dans le corps des barrages.

Se basant sur ces dernières données, l'auteur conclut que des observations de cette nature sont peu propres à permettre de déterminer les manifestations d'infiltration qui se produisent dans les barrages, car les niveaux de l'eau dans l'ouvrage ne semblent pas, la plupart du temps, dépendre directement de la hauteur du niveau de l'eau dans le réservoir : il explique ce fait en disant que la vitesse d'infiltration dans le barrage est tellement petite qu'il faut beaucoup de temps pour qu'une variation dans le niveau du réservoir fasse sentir ses effets dans les tubes placés dans le barrage.

Nous ne pouvons, dans ce Rapport Général, entrer dans le dé-

tail des descriptions intéressantes que le rapport fait de ces barrages; il ne fait aucune considération théorique à ce sujet, et ne dégage aucune conclusion de cette nature.

Les conclusions auxquelles le rapporteur parvient sont les suivantes :

1) Les lois qui régissent l'infiltration de l'eau à travers un barrage ne sont pas différentes des lois physiques des mouvements de l'eau souterraine. En règle générale, les observations faites sur un barrage en terre sont difficiles, par suite des influences très diverses, telles que la répartition des pluies, les variations du niveau du réservoir, le manque d'uniformité de la composition et de l'étanchéité du corps du barrage par suite de la marche des travaux de construction et, enfin, l'action plus ou moins bonne d'un noyau d'étanchéité spécial.

Avec les tubes habituellement employés, et avec les quantités d'eau d'infiltration qui se manifestent sur la face aval du barrage, il n'est pas possible d'obtenir les données désirables sur les phénomènes d'infiltration à l'intérieur d'un barrage. Ceci ne peut se faire qu'en usant d'appareils permettant de reproduire les cotes de l'infiltration dans toutes les parties du barrage, en particulier, du côté du réservoir.

2) Dans un barrage composé de couches différentes de terres, comme cela se produit par la méthode ordinaire de versement des déblais et de corroyage par rouleaux, l'infiltration, s'il n'y a pas une bonne cloison spéciale, se fait à l'intérieur des couches individuelles et, dans une certaine mesure, dans les divers étages séparés par la croûte de corroyage (rapport sur la question 2 a, parag. c, « Recherches sur le barrage écroulé de la Desse Blanche »).

3) L'infiltration dans le terrain sous-jacent est encore moins étudiée que l'infiltration à travers le corps du barrage; les rares observations, du moins connues par le Rapporteur, ne suffisent pas à permettre d'établir une loi. Quand le barrage, ou sa cloison étanche, n'est pas soigneusement relié au sous-sol imperméable, il faut toujours compter sur une certaine infiltration dans le sol sous-jacent.

Rapport n° 4 (Prof. PAVLOVSKY et DADIDENKOV). — Les auteurs signalent que l'on a entrepris des recherches sur les divers barrages construits dans la région de la Volga et dans le bassin du Don. Les premières ont eu pour objet l'étude de la position de la courbe d'infiltration et de la valeur des coefficients de perméabilité. Les secondes, en dehors de ces questions, ont visé l'étude de la quantité

d'eau filtrant à travers le barrage et le sol sous-jacent, ainsi que la teneur en eau du matériau du barrage aux différentes profondeurs.

Les recherches, qui ne sont pas encore terminées à l'heure qu'il est, permettent cependant de tirer les conclusions suivantes :

- 1) La courbe d'infiltration n'est pas une ligne droite ;
- 2) En dehors de l'infiltration dans une direction perpendiculaire à l'axe du barrage, il y a encore une infiltration partant des bords latéraux et se dirigeant vers le centre.

Rapport n° 8 (DE Vos). — Au moyen de l'installation de tubes de sondages, on a déterminé, dans différents barrages, la position de la courbe d'infiltration. Alors que dans certains cas on a trouvé des courbes qui concordent bien avec les courbes théoriques, on a constaté encore plus fréquemment des écarts importants et surtout lorsque le niveau baisse dans le réservoir et après les périodes de pluie.

Dans divers cas, on a constaté que le niveau de l'eau dans les tubes de sondage reste longtemps notablement plus haut que le niveau de l'eau dans le réservoir, ce qui doit être attribué à la vitesse très faible avec laquelle l'eau se déplace dans les barrages.

Le rapport signale le danger que ce phénomène peut avoir pour les talus du barrage, en amont, lorsque le niveau de l'eau dans le réservoir diminue brusquement ; il fait observer que ce danger peut être évité si l'on installe des drainages aussi du côté amont du barrage, ou bien si, au moyen de pompes, on épuise l'eau de l'intérieur du barrage.

L'auteur signale le fait, constaté par plusieurs, que, après la pluie, l'eau monte dans les tubes de sondages à une hauteur beaucoup plus grande que celle qui correspondrait normalement à la chute de pluie ; il explique ce phénomène en se basant sur les théories exposées dans les ouvrages (X) et (XI). Comme ce phénomène peut avoir des conséquences dangereuses pour l'état des barrages, il faut empêcher autant que possible la pénétration de l'eau de pluie dans l'ouvrage, ou bien faire baisser la courbe au moyen de drainages, de canaux d'écoulement ou de pompes.

Troisième groupe.

Rapport n° 2 (KOERNER). — L'auteur fait remarquer, au début de son rapport, que le mouvement de l'eau dans les barrages en terre obéit aux mêmes lois que les courants d'eau souterraine. Cette

loi n'existe d'ailleurs pour ces derniers que lorsque le sol ne comporte aucune faille, cavité ou veine, mais est constitué de telle manière qu'il existe entre les grains un réseau de tubes capillaires dont la forme peut être considérée comme invariable. Cette condition est toujours remplie dans les barrages, que ceux-ci soient faits de terre bien liée ou à grains lâches.

Au point de vue des diverses formes de l'eau dans la terre, le rapport reproduit la répartition établie par Zunker (XVII) et fait remarquer, à ce propos, que pour étudier le mouvement de l'eau dans les barrages, il faut considérer deux catégories de courants :

1) Le véritable courant d'eau d'infiltration, qui est le mouvement de l'eau dû exclusivement à l'influence de la pesanteur et au frottement ;

2) Le mouvement d'infiltration capillaire dans lequel, en outre de la pesanteur et du frottement, il intervient aussi des forces capillaires.

Ces deux formes de courant se présentent souvent simultanément, chevauchent l'une sur l'autre, en sorte qu'il est difficile de les distinguer ; dans les terres naturelles il y a toujours un courant capillaire en même temps qu'un courant d'infiltration.

Au point de vue du courant véritable d'infiltration il y a divers cas à examiner lorsque le mouvement de l'eau se fait :

- a) Dans une terre dépourvue d'air ;
- b) Dans une terre contenant de l'air.

Dans le premier cas, le mouvement de l'eau peut être considéré comme stationnaire ; comme l'ont montré beaucoup d'essais, la loi de Darcy $v = k \times I$ (XVIII) est applicable. Le coefficient de perméabilité k dépend de la compacité de l'eau en fonction de la température, de la porosité du sol et de la forme du grain de celui-ci. Pour calculer k , le rapport indique diverses formules, mais ce coefficient peut s'obtenir mieux et plus rapidement par les essais.

Le courant d'infiltration est un courant potentiel et peut être traité mathématiquement et graphiquement, d'après les règles de la théorie potentielle.

Le courant d'infiltration dans une terre contenant de l'air est retardé par les particules de la terre, en sorte que la section d'infiltration se trouve diminuée. Par conséquent, la perméabilité est toujours plus faible dans des terres de cette nature que dans celles ne contenant pas d'air (XXI).

Zunker (XVIII) admet que, pour ce type de courant, la loi de

Darcy est également applicable, mais il estime qu'on n'en a pas encore une preuve suffisante.

Le rapport passe ensuite à l'étude des courants d'infiltration capillaire. Il passe en revue les lois de mouvement des courants de cette nature ; il fait remarquer, en se référant à (XIX - XXIII) que, jusqu'à présent, on possède peu de chose. Cependant, dans ces derniers temps, et particulièrement dans les études des terres, faites par l'agriculture, on a acquis des idées nouvelles, en particulier en ce qui concerne la vitesse et l'accroissement des courants capillaires : la première a de l'intérêt pour la construction des barrages, et la seconde aucun.

D'après ce qui précède, il y aura lieu de considérer dans les courants capillaires :

- a) Le courant capillaire d'accompagnement ;
- b) Le courant capillaire d'infiltration.

Par courant capillaire d'accompagnement, on entend celui qui se produit dans des bandes de terrain se trouvant au-dessus de la zone d'infiltration proprement dite ; dans ce cas, l'eau peut être libre ou enfermée, c'est-à-dire qu'elle peut remplir partiellement ou totalement les interstices (pores).

Par courant capillaire d'infiltration, on entend le mouvement de l'eau dans une direction quelconque, dû à la pesanteur et aux forces capillaires à la fois ; dans ce cas, l'eau est toujours libre, c'est-à-dire qu'elle ne remplit pas la totalité des espaces poreux.

Pour le cas a) comme pour le cas b), les lois du mouvement sont encore complètement inconnues.

En se référant à (XIX et XVII) l'auteur donne certaines formules pour la hauteur de l'eau capillaire dans une masse terreuse, mais il fait remarquer, à ce propos, que, pour des buts pratiques, il vaut mieux déterminer cet élément expérimentalement.

Après ces considérations théoriques, l'auteur examine dans quelles mesures les lois physiques peuvent s'appliquer aux cas pratiques ; il note les grandes difficultés que l'on rencontre pour déterminer correctement le coefficient de perméabilité k , même dans les terres homogènes ; or, en réalité, la terre d'un barrage ou du sol n'est jamais homogène. En outre, il fait remarquer que les formes habituellement employées pour déterminer la courbe d'infiltration sont incorrectes et que le diagramme représentatif du courant ne peut être considéré que comme une approximation ; mais, surtout, il est inexact de supposer que la hauteur de sortie est la même que

celle du niveau de l'eau extérieure, car cette hauteur du point de sortie, comme l'a établie Schaffernak, est toujours plus grande.

L'auteur fait remarquer que, par suite du courant capillaire d'accompagnement, la hauteur exacte de la sortie de l'eau d'infiltration ne peut jamais être déterminée correctement ; de là, résulte aussi qu'on ne peut jamais déterminer la quantité d'eau uniquement d'infiltration qui passe.

En raison de toutes ces circonstances, l'auteur considère que le phénomène de l'infiltration de l'eau dans les barrages ne peut se traiter théoriquement, et cela pour ces multiples raisons.

La loi de Darcy peut encore donner de meilleurs résultats, lorsque la formation d'un niveau libre de l'eau dans le sol est impossible, comme c'est le cas, par exemple, pour un courant d'infiltration sous une couche imperméable.

L'auteur conclut que tous les phénomènes d'infiltration, dans lesquels il se produit, comme dans le sol, des effets capillaires, ne peuvent pas être étudiés scientifiquement, ni résolus par le calcul.

Puisque, d'après l'auteur, la théorie nous laisse dans l'embarras, il ne reste qu'à examiner dans quelles mesures les essais peuvent nous aider.

D'après l'auteur, il est impossible, *a priori*, de reproduire dans le modèle toutes les inégalités qui se trouvent dans la masse réelle de terre.

Dans le cas idéal d'un modèle fait d'un matériau homogène, qui remplace un barrage constitué également d'une terre homogène, les lois régissant les modèles sont très simples, savoir :

a) Les vitesses d'infiltration sont proportionnelles aux valeurs de k des matériaux du modèle et du barrage ;

b) Les quantités d'eau d'infiltration dans le barrage sont les mêmes que celles dans le modèle, multipliées par le carré de l'échelle du modèle et divisées par les valeurs de k .

Mais ces lois simples ne s'appliquent, d'après l'auteur, que si aucun courant capillaire ne vient s'ajouter aux courants d'infiltration proprement dits ; or, ceci n'a jamais lieu. En réalité, le courant capillaire intervient dans le modèle, d'une façon toute différente de celle sous laquelle il se manifeste dans l'objet réel ; c'est pourquoi les lois tirées des modèles perdent toute valeur, à moins qu'il ne soit possible d'appliquer au courant capillaire ces mêmes lois des modèles. Ce serait possible si l'on employait, dans le modèle, un liquide dont la hauteur capillaire serait la n° partie (n étant l'échelle du modèle) de la hauteur dans la terre du barrage, et si, en outre, le coef-

ficient de perméabilité répondait à une certaine condition. Les terres liantes ne se prêtent pas aux essais sur modèles, car la pression sur les terres, de laquelle, dans ce type de terres, dépend la valeur de k , est tout à fait différente de celle qui existe dans les modèles.

Finalement, l'auteur conclut que, pour étudier l'allure de l'infiltration et la quantité d'eau infiltrée dans les barrages en terre, les essais sur modèles ne donnent pas de bons résultats, quand on emploie de l'eau comme liquide.

Rapport n° 7 (TERSMEDEN). — L'auteur décrit la construction d'un barrage sur le canal de Göta, caractérisée par le fait que, dans l'intérieur de l'ouvrage, se trouve un noyau d'argile corroyée, construit dans une tranchée ménagée dans la fondation.

Dans ces barrages de ce type, qui atteignent 6 m. de hauteur, il ne se produit pas de fuites, d'où l'auteur conclut que ce modèle de construction a fait ses preuves.

Dans certains ouvrages de ce genre, où l'on n'a pas employé ce noyau, il s'est produit des fuites en certains endroits, et on les a obturées ultérieurement en recouvrant toute la paroi du canal et la terre d'une couche d'argile corroyée, et ce procédé a donné également d'excellents résultats.

CONCLUSIONS DU RAPPORTEUR GENERAL

Le Rapporteur général s'est efforcé de tirer, des considérations et des données contenues dans les divers rapports particuliers, les conclusions les plus essentielles pouvant avoir une valeur appréciable directe pour les constructeurs de barrages. En l'espèce, il a tâché de faire un Rapport général aussi bref que possible, car l'objet d'un rapport de ce genre est de servir d'introduction à l'étude détaillée de toute la documentation, de la faciliter, et, en même temps, d'indiquer aux intéressés les parties où ils trouveront telle ou telle question qui les intéresse plus spécialement. Le Rapporteur général tient à témoigner son admiration pour le travail important et précieux que représentent les rapports fournis, et ne peut pas s'empêcher d'avoir l'impression qu'il n'a réussi qu'imparfaitement à donner, dans son Rapport général, une idée exacte de l'importance de l'œuvre effectuée.

Son impression générale et sa conclusion peuvent s'exprimer comme il suit :

a) On connaît encore peu de choses, au point de vue théorique, sur le mouvement de l'eau dans une masse de terre, lorsque ce mouvement se produit sous une surface d'eau libre (courbe d'infiltration), à part le cas type mentionné au rapport n° 8 (de Vos). Le mouvement de l'eau, lorsque les conditions marginales sont complètement connues (sous une couche ou plaque imperméable) peut, dans bien des cas, se calculer exclusivement par la théorie, par la méthode indiquée au rapport n° 10 (Pavlovsky), mais ce calcul présente le plus souvent de très grosses difficultés, et, dans les cas plus compliqués (en particulier terres non homogènes), il est totalement impossible.

b) On peut, cependant, étudier des cas, simples ou compliqués, en suivant des directives à tirer de la théorie du courant à potentiel, d'après diverses méthodes d'essais, et tracer, d'après cela, des diagrammes de courant. Dans cet ordre d'idées, il faut donner une importance spéciale aux recherches basées sur la méthode électrique qui, en cas de nécessité, peut être complétée par des essais sur modèles réduits traversés par l'eau. Le phénomène théorique du courant d'infiltration peut se déduire entièrement des diagrammes de cette nature, représentant le réseau complet des courbes d'infiltration et de potentiel.

c) Ces essais d'infiltration sur modèles, ainsi que d'après les diagrammes de courant, ne doivent être exploités, au point de vue du volume de l'eau infiltrée, qu'avec la plus grande prudence, car

les résultats sont toujours influencés par le courant capillaire, d'où il résulte des lois ou règles de modèles, tout à fait différentes de celles qui s'appliquent au courant d'infiltration proprement dit.

d) Pour les constructeurs de barrages, ce qui est le plus important, c'est de connaître la position correcte de la courbe d'infiltration. On a montré que, dans les cas simples, le diagramme théorique du courant concorde avec les conditions constatées dans le modèle, et on peut s'attendre, par conséquent, à ce que cette concordance se maintienne dans une mesure suffisante, quand il s'agit d'un barrage réel. A ce propos, on se heurte à de grandes difficultés quand il s'agit de déterminer les valeurs du coefficient de perméabilité dans le barrage réel, habituellement non homogène. Mais, pourtant, la connaissance de ce coefficient est indispensable pour une étude satisfaisante au moyen de modèles. Cette difficulté provient surtout du fait que les résultats des essais sur modèles et les conclusions tirées des diagrammes ne peuvent pas toujours se rapporter avec certitude à l'état de choses dans les barrages réels.

e) Il est à désirer que l'on exécute le plus grand nombre possible de diagrammes de courants, au moyen d'essais sur modèles. Le Bureau permanent des Grands Barrages devrait réunir une collection de ces diagrammes et publier ceux d'entre eux qui seraient les plus caractéristiques et les mieux réussis.

f) Les essais sur les barrages existants conduisent souvent à des résultats qu'il est difficile d'expliquer par la théorie ou par les diagrammes de courants. Pour cette raison, les essais doivent être exécutés à grande échelle, de manière à permettre de déterminer dans quelle mesure la théorie et l'essai sur modèles, ainsi que les diagrammes, peuvent servir effectivement aux travaux pratiques, et de trouver également les raisons des écarts observés et la manière dont ces raisons ont exercé leur influence.

Rapport n° 11 (GILBOY). — Dans son très intéressant rapport, l'auteur ne traite pas spécialement la question 2b, mais il indique comment on peut appliquer les méthodes de la mécanique moderne à l'étude des phénomènes qui se manifestent dans la compression d'un noyau de barrage construit par ségrégation hydraulique. Il étudie tout d'abord la stabilité des appuis constitués par les matériaux grossiers qui entourent le noyau et qui remplissent ainsi leur mission de compression de ce dernier. Comme les deux problèmes importants dont il s'agit ne rentrent pas dans le domaine de la question 2b, je m'abstiendrai d'en discuter.

L'auteur traite ensuite le problème du courant liquide à travers un barrage homogène non drainé, disposé sur un sous-sol horizontal et imperméable ; il donne, à ce propos, des formules d'approximation nouvelles ; il part pour cela de deux hypothèses indiquées par le Dr Leo Casagrande :

1° La courbe d'infiltration est tangente à la ligne du talus ; le point de tangence se trouve à la hauteur $y = m.H$, H étant la hauteur de l'eau du côté amont ;

2° L'inclinaison de la courbe d'infiltration est, en tous les points, $i = \frac{dy}{ds}$, et non pas, comme on l'indique généralement,

$$i = \frac{dy}{dx} \qquad ds^2 = dx^2 + dy^2$$

En se basant sur ces hypothèses, l'auteur établit une formule, donnant la valeur m , d'une forme assez compliquée, mais dont l'emploi est facilité par le graphique que donne l'auteur. Le Rapporteur général n'est pas en mesure de juger si ces nouvelles formules sont plus exactes que les formules habituelles employées jusqu'ici ; en tout cas, ce ne sont que des formules approximatives. Il semble que leur point faible réside dans le fait que l'inclinaison du talus amont n'exerce aucune influence sur la position du point de tangence, par conséquent sur la valeur de m ; de même, l'auteur admet qu'une ligne d'égal potentiel serait également une ligne d'égale vitesse, ce qui, naturellement, n'est pas exact. L'auteur indique, de plus, comment on a prélevé un certain nombre d'échantillons, les uns horizontaux, les autres verticaux, du noyau d'un grand barrage à remplissage hydraulique.

Les résultats des recherches, concernant les coefficients k de perméabilité, montrent que les valeurs de ce coefficients ont toujours été très faibles, mais cependant assez différentes les unes des autres. Ces coefficients sont, néanmoins, comparables pour l'infiltration dans le sens horizontal et le sens vertical.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES

DE LA CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

1^{ER} CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES

STOCKHOLM - 1933

QUESTION 2b

RAPPORT n° 33

SUPPLEMENT

TO THE

**Study of physical laws governing infiltration
of water through the dam and the
subjacent soil**

BY

SHIN-ICHIRO KAMBARA,

*Consulting Engineer,
Tokyo Electric Light Co.*

Equal-pressure lines or surfaces of the infiltrating water in the dam are obtained by the method explained in our preceding paper. Then the figures 2 and 4 in it may suggest the question : « Will not the water pressures so distributed act upon the dam according to some physical laws ? »

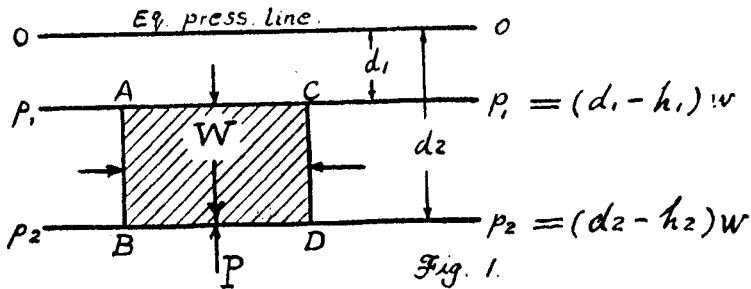
It is a well known fact in physics that if a body be placed in still water, the weight of the body would be reduced by that of the displaced water. It is also obvious that if water infiltrate into voids of body its weight would be increased by that of the water. What would happen then if the water of the reservoir infiltrate

into the body of the dam? Would the weight of the dam increase or decrease? This needs investigation. The author wishes to propose the solution hereunder described.

The infiltrating water through the dam body presses it normally to the equal pressure surface from the higher pressure to the lower. In other words the dam body resists the pressure of the infiltrating water normally to the equal pressure surface. It would therefore be rather difficult in this case to make a general statement as to whether the dam body would increase or decrease its weight.

A brief explanation is carried out hereunder for the cases in horizontal and non-horizontal equal pressure surfaces, in parallel and non-parallel equal pressure surfaces. The calculation is based upon the principle that when a body is placed in still water, it decreases its weight by that of the displaced water.

Case 1. Equal pressure surfaces are horizontal where the infiltrated water is stagnant or where it moves vertically in permeable matter. Consider a cubical portion of the dam, the matter. Let its upper and lower surfaces coincide with the equal pressure surfaces and the following nomenclatures be used :



p_1 = hydraulic pressure per unit area on the upper surface.

p_2 = ditto on the lower surface.

W = sum of the weight in air of the cubical body and that of the water filling its voids.

W' = weight of water of which the volume is equal to that of the cubical body including the voids.

w = weight in air of the unit volume of water.

A = area of the upper or the lower surface of the cubical body.

Then the effective weight of the cubical portion of the dam under water pressure is as in the following formula (1), and this acts vertically :

$$W - (p_2 - p_1) A \dots\dots\dots (1)$$

The sum of the horizontal hydraulic pressures parallel to the equal pressure surfaces is zero.

The pressure of the infiltrating water flowing in a permeable body is not necessarily proportional to the depth of the water or to the vertical distance. Let the water pressure in the body at the depths d_1 and d_2 , from the zero pressure surface be $p_1 = (d_1 - h_1)w$ and $p_2 = (d_2 - h_2)w$ respectively, then taking the above cubical portion

$$W - (p_2 - p_1) A = W - (d_2 - d_1) wA + (h_2 - h_1) wA = W - W' + (h_2 - h_1) wA \dots\dots\dots (2).$$

If $(h_2 - h_1)$ is positive, the effective weight of the permeable body becomes greater than the weight of the permeable body minus that of the equal volume of water, and if otherwise, it becomes less than that.

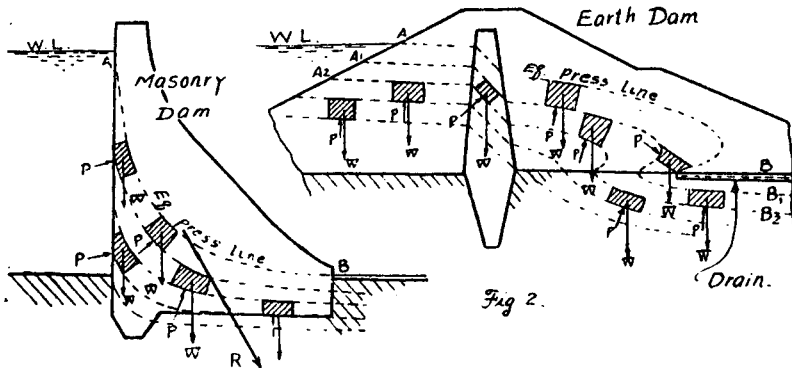
Usually the effective weight of a body in still water is $W - W'$, and $(h_2 - h_1) wA$, the last term in (2), indicates the difference by which the effective weight of the permeable body, when acted upon by the infiltrating water, differs from that of the body in still water.

Case 2. As stated in our preceding paper, the equal pressure surfaces of the infiltrating water moving in the dam body, are usually sloped. Let the angle of slope of parallel equal pressure surfaces be θ , then the sum of the forces normal to them is

$$W \cos \theta - (p_2 - p_1) A \dots\dots\dots (3)$$

Case 3. Suppose equal pressure surfaces consisting of two non-parallel curved surfaces exist in the dam body. Then the water pressure acting on the portion bounded by those two curved surfaces is perpendicular to the curved surface equidistant from the two, or the bisecting surface of the portion, and its intensity is equal to the pressure difference of the two, or $(p_2 - p_1)$.

The above principle applied to the entire cross-section of an earth or concrete dam is illustrated and explained hereunder,



Suppose that the pressures of the infiltrating water in the dam body are distributed as in the above figure, then the lower left-hand part from the zero pressure line AB, receives the direct pressures which tend to push up the portions everywhere normally to the equal pressure lines, while the normal components of the weights of the portions check the action, the components which are opposite to the acting water pressures. The upper right-hand part from the line AB presses the other part down further by its own weight including the capillary water. It is under such pressure relations that the dam resists the pressures of the pondage and infiltrating water.

For a concrete dam of which the cross-section can be considered as solid, it would be convenient for designing to resolve the acting forces of the infiltrating water into two components, horizontal and vertical, and to consider the sum of each set of forces as acting on the up-stream side and on the bottom surface respectively. This conception hardly differs in its results from the usual method hitherto employed.

Such is the outline of author's new theory on the action of the infiltrating water in the dam body. The material of the dam, the method of its construction and the state of the stored water — how these will affect the pressure distribution of the infiltrating water? — this is the important problem requiring further study.

Finally it might be added here that the same theory would be applicable to the pressure of the infiltrating water in the subjacent ground.

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES
DE LA CONFÉRENCE MONDIALE DE L'ÉNERGIE

Compte Rendu in-extenso de la Discussion

Réunion technique du 1^{er} Juillet 1933, à Stockholm

Le Président : (M. GILBOY).

The Session will now open.

On account of the small size of the meeting and the rather unsuccessful results obtained yesterday, we have decided not to use the radio, so you will have no use for your earphones.

The General Reporter of this section was unable to be present, so Professor Smrcek has very kindly consented to take his place. I am now asking Prof. Smrcek to open the discussion and state to you the points around which the discussion will centre.

M. SMRCEK :

Monsieur le Président, Chers Collègues,

La question 2b est la suivante : « Etude des lois physiques commandant l'infiltration de l'eau à travers un barrage en terre et le sol sous-jacent ».

Son importance ressort des rapports présentés qui sont au nombre de onze.

M. de Vos, des Indes Néerlandaises, comme M. le Président l'a fait déjà remarquer, avait bien voulu accepter de se charger du rapport général de cette question. Mais notre illustre collègue s'est trouvé au dernier moment empêché de faire le voyage de Stockholm et c'est moi qui, d'après la demande du Secrétariat général de la Commission Internationale des Grands Barrages, doit remplir les fonctions de rapporteur général au Congrès. Je me bornerai à un coup d'œil général sur le contenu, sur les caractéristiques de chaque rapport en particulier, en regrettant que les limites de temps impo-

sées par le programme de notre réunion me prive du plaisir de m'étendre plus longuement sur un sujet aussi intéressant.

D'après le contenu on peut grouper ces rapports en trois groupes.

Premier groupe : *Rapports théoriques.*

Rapport de M. SCHAFFERNAK. — Les considérations contenues dans ce rapport visent spécialement le mouvement de l'eau dans les masses non-homogènes se composant de couches horizontales, verticales ou obliques, chacune pouvant être considérée comme homogène et d'épaisseur absolument uniforme, mais d'une perméabilité différente. L'auteur rappelle qu'en passant d'une couche dans une autre le filet liquide subit une déviation brusque analogue à la réfraction d'un rayon lumineux passant d'un milieu dans un autre et de telle sorte que les tangentes de l'angle que les deux branches du filet liquide forment avec la surface limite sont entre elles comme le coefficient de perméabilité des deux couches.

L'auteur voit dans un essai sur modèle réduit correctement exécuté, le moyen universel de résoudre tous les problèmes d'infiltrations particuliers qui peuvent se présenter. Dans le cas d'un barrage en terre dont le talus extérieur est revêtu d'une couche poreuse, le rapport calcule la courbe d'infiltration au moyen de formules approchées. Ce calcul donne une courbe qui concorde bien, en ce qui concerne l'allure générale au passage d'une couche dans l'autre, avec la courbe trouvée au moyen de l'essai sur modèle.

MM. PAVLOVSKY et DAVIDENKOV ont fait usage de formules approchées hydrauliques et non pas purement hydrodynamiques. Les auteurs font remarquer que cela ne donne qu'une solution approchée du problème. Ces formules ont été vérifiées par des essais et la forme de la courbe d'infiltration est la même pour des profils géométriques semblables.

Rapport de M. SMRCEK. Le rapport contient exclusivement des communications et des figures qui se rapportent à des essais exécutés sur modèles réduits. Il n'y a pas de considérations théoriques, ni de formules. Le rapport communique des données résultant d'essais sur un barrage en terre homogène et appuie ces données par des figures. Il indique de quelle manière l'eau pénètre dans le corps du barrage et comment elle le traverse, quelle forme prend la courbe d'infiltration selon les niveaux différents de l'eau, comment la vitesse capillaire diminue au cours du temps dans le sens vertical aussi bien que dans le sens horizontal, l'importance des différentes quan-

tités d'eau d'infiltration et, enfin, comment évolue le délavage au pied du barrage.

Rapport de M. DE Vos. — Dans une introduction, l'auteur donne les formules approximatives connues de la courbe d'infiltration dans un barrage en terre homogène, rectangulaire, sur fondation imperméable et montre que ces formules ne peuvent être correctes.

Il signale que les essais ont prouvé que, contrairement à ce qu'apprennent ces formules, la hauteur du courant d'infiltration à sa sortie dans le talus aval est toujours au-dessus du niveau de l'eau et, partant de là, il indique une nouvelle formule pour la courbe d'infiltration. De cette formule le rapport déduit que la forme du courant d'infiltration est indépendante de la nature du matériau du barrage. Il montre que dans le drainage il se produit des vitesses de courant très notables, ce qui implique la nécessité d'apporter un soin tout particulier à la construction des drainages. Ensuite, le rapport indique par quels procédés on peut vérifier cette configuration théorique du courant d'infiltration. Le plus simple paraît être de mesurer sur des modèles réduits la quantité d'eau qui passe et d'examiner si elle concorde avec celle qui résulte de la formule. L'auteur montre que cette méthode n'est pas exacte parce qu'il n'y a pas que l'eau d'infiltration qui traverse le modèle; il y a aussi l'eau de capillarité dont la quantité est inconnue et que l'on mesure en même temps que la première, ce qui fait que le total obtenu est trop fort.

Rapport de M. VREEDENBURGH. — Ce rapport consiste principalement en une description de la méthode électrodynamique. Pour l'étude sur deux dimensions des courants de l'eau dans le sol de fondation le modèle de barrages est représenté par une masse liquide. Il contient aussi une description des appareils utilisés dans ce but. L'auteur cite quelques exemples des recherches exécutées. Un des exemples concerne la représentation du courant suivant deux systèmes de paraboles confocales; l'autre exemple, d'un profil de canal avec des digues drainées.

Les recherches électro-dynamiques doivent être, en général, précédées d'un essai sur modèle fait du même matériau que le barrage sur lequel on détermine, au préalable, au moyen de tubes de sondage, la courbe phréatique.

Rapport de M. PAVLOVSKY. — L'auteur traite spécialement le problème du courant d'infiltration à travers un corps homogène placé sous un barrage ou sous une plaque de fondation imperméable et donne un court aperçu de la théorie du courant potentiel à deux

dimensions par la méthode physico-mathématique. Il note que l'on peut démontrer mathématiquement que, pour tout problème de cette nature, il existe toujours une seule solution, et qu'en particulier, la théorie de Bligh employée fréquemment autrefois et encore aujourd'hui, concernant les pentes hydrauliques, n'est pas correcte.

Le rapport décrit ensuite un appareil grâce auquel on peut obtenir des diagrammes de courant en se basant sur la méthode de l'analogie électro-dynamique et expose le procédé employé avec cet appareil : il montre différents diagrammes de courant obtenus par ce procédé.

Deuxième groupe : *Etudes concernant les barrages existants.*

Rapports de MM. SHIN-ICHIRO KAMBARA et SHISUWO ABE.

D'après les auteurs la méthode la plus simple et la plus radicale pour trouver la direction et la valeur de la vitesse du courant d'infiltration ainsi que la pression en chaque point, est de disposer de tubes piézométriques dans lesquels on peut mesurer directement la pression. Les auteurs font remarquer qu'il est très important de connaître la vitesse du courant d'eau d'infiltration, mais il est impossible de la mesurer directement. Le coefficient de perméabilité peut se calculer d'après la modification progressive du niveau de l'eau, constatée dans les piézomètres. Le rapport contient une description de deux barrages étudiés, le barrage Ono et le barrage Murayama et les coefficients de perméabilité de la matière étanche.

Rapport de M. FIEDLER. — Le rapport traite des observations et des recherches exécutées sur quatre barrages en terre, qui ont été provoquées par la rupture d'un de ces ouvrages.

Le rapport donne une analyse des diverses sortes de terres employées à ces barrages ainsi que le résultat des observations du niveau de l'eau dans le corps des barrages. Se basant sur ces dernières données, l'auteur conclut que des observations de cette nature sont peu propres à permettre de déterminer les manifestations d'infiltration qui se produisent dans les barrages, car les niveaux de l'eau dans le barrage ne semblent pas, la plupart du temps, dépendre directement de la hauteur du niveau de l'eau dans le réservoir. Il explique ce fait, en disant que la vitesse d'infiltration dans le barrage est tellement petite qu'il faut beaucoup de temps pour qu'une variation dans le niveau du réservoir fasse sentir ses effets dans les tubes placés dans le barrage. Avec les tubes habituellement employés, et avec les quantités d'eau d'infiltration qui se manifestent sur la face

aval du barrage, il n'est pas possible d'obtenir les données désirables sur les phénomènes d'infiltration à l'intérieur d'un barrage.

Rapport de MM. PAVLOVSKY et DAVIDENKOV. — Les auteurs signalent que l'on a entrepris des recherches sur les divers barrages construits dans la région de la Volga et dans le bassin du Don. Les premières ont eu pour objet l'étude de la position de la courbe d'infiltration et de la valeur des coefficients de perméabilité. Les secondes, en dehors de ces questions, ont visé l'étude de la quantité d'eau filtrant à travers le barrage et le sol sous-jacent, ainsi que la teneur en eau du matériau du barrage aux différentes profondeurs.

Rapport nouveau de M. DE VOS. — Au moyen de l'installation de tubes de sondages, on a déterminé, dans différents barrages, la position de la courbe d'infiltration. Alors que dans certains cas on a trouvé des courbes qui concordent bien avec les courbes théoriques, on a constaté encore plus fréquemment des écarts importants et surtout lorsque le niveau baisse dans le réservoir et après les périodes de pluie. Comme ce phénomène peut avoir des conséquences dangereuses pour l'état des barrages, il faut empêcher autant que possible la pénétration de l'eau de pluie dans le barrage ou bien faire baisser la courbe au moyen de drainages, de canaux d'écoulement ou de pompes.

Troisième groupe :

Rapport de M. KOERNER. — L'auteur fait remarquer, au début de son rapport, que le mouvement de l'eau dans les barrages en terre obéit aux mêmes lois que les courants d'eau souterraine. Pour étudier le mouvement de l'eau dans les barrages, il faut considérer deux catégories de courants :

1) le véritable courant d'eau d'infiltration, qui est le mouvement de l'eau dû exclusivement à l'influence de la pesanteur et au frottement,

2) le mouvement d'infiltration capillaire dans lequel, en outre de la pesanteur et du frottement, il intervient aussi des forces capillaires.

Au point de vue du courant véritable d'infiltration, il y a divers cas à examiner lorsque le mouvement de l'eau se fait dans une terre dépourvue d'air ou dans une terre contenant de l'air. Le courant d'infiltration est un courant potentiel et peut être traité mathématiquement et graphiquement d'après les règles de la théorie potentielle. Le courant d'infiltration dans une terre contenant de l'air est retardé

par les particules de la terre, en sorte que la section d'infiltration se trouve diminuée. Par conséquent, la perméabilité est toujours plus faible dans des terres de cette nature que dans celles ne contenant pas d'air.

Dans le cas idéal d'un modèle fait d'un matériau homogène, qui remplace un barrage constitué d'une terre homogène, les lois régissant les modèles sont très simples à savoir. Les vitesses d'infiltration sont proportionnelles aux valeurs de k des matériaux du modèle et du barrage, mais les quantités d'eau d'infiltration dans le barrage sont les mêmes que celles dans le modèle, multipliées par le carré de l'échelle du modèle et divisées par les valeurs de k . Mais ces lois simples ne s'appliquent, d'après l'auteur, que si aucun courant capillaire ne vient s'ajouter aux courants d'infiltration proprement dits; ce ceci n'a jamais lieu. En réalité, le courant capillaire intervient dans le modèle d'une façon toute différente de celle sous laquelle il se manifeste dans l'objet réel; c'est pourquoi les lois tirées des modèles (et je pourrais ajouter : des modèles à très petite échelle) perdent toute valeur, à moins qu'il ne soit possible d'appliquer au courant capillaire ces mêmes lois des modèles.

Rapport de M. TERSMEDEN. — L'auteur décrit la construction d'un barrage sur le canal de Göta, caractérisée par le fait que, dans l'intérieur de l'ouvrage, se trouve un noyau d'argile corroyée, construit dans une tranchée ménagée dans la fondation.

Dans les barrages de ce type, qui atteignent 6 mètres de hauteur, il ne se produit pas de fuites, d'où l'auteur conclut que ce modèle de construction a fait ses preuves.

Dans certains ouvrages de ce genre, où l'on n'a pas employé ce noyau, il s'est produit des fuites en certains endroits, et on les a obturées ultérieurement en recouvrant toute la paroi du canal et la terre d'une couche d'argile corroyée; ce procédé a donné également d'excellents résultats.

Rapport de M. GILBOY. — Dans son rapport, l'auteur indique comment on peut appliquer les méthodes de la mécanique moderne à l'étude des phénomènes qui se manifestent dans la compression d'un noyau de barrage construit par ségrégation hydraulique. L'auteur traite le problème du courant liquide à travers un barrage homogène non drainé, disposé sur un sous-sol horizontal et imperméable; il donne, à ce propos, des formules d'approximation nouvelles.

Conclusions. — Elles peuvent s'exprimer comme suit :

a) On connaît encore peu de choses, au point de vue théorique,

sur le mouvement de l'eau dans une masse de terre, lorsque ce mouvement se produit sous une surface d'eau libre (courbe d'infiltration).

Le calcul présente le plus souvent de très grosses difficultés, et dans les cas plus compliqués (en particulier terre non-homogène), il est impossible.

On peut, cependant, étudier des cas, simples ou compliqués, en suivant des directives à tirer de la théorie du courant potentiel, d'après diverses méthodes d'essais, et tracer, d'après cela, des diagrammes de courant. Il est à désirer que l'on exécute le plus grand nombre possible de diagrammes de courants, au moyen d'essais sur modèles.

Les essais sur les barrages existants conduisent souvent à des résultats qu'il est difficile d'expliquer par la théorie ou par les diagrammes de courants. Pour cette raison, les essais doivent être exécutés à grande échelle, de manière à permettre de déterminer dans quelle mesure la théorie et l'essai sur modèles, ainsi que les diagrammes, peuvent servir effectivement aux travaux pratiques, et de trouver également les raisons des écarts observés et la manière dont ces raisons ont exercé leur influence.

Le Président :

Do you want the translation into English or German? Or the conclusions only?

Will you translate the conclusions into German, Professor?

Le Président :

Will it be necessary to repeat that in English?

Then we shall consider the meeting open for discussion.

Prof. Rehbock has the floor.

M. Th. REHBOCK (Karlsruhe).

Meine Herren,

Im Flussbaulaboratorium in Karlsruhe wurden von mir schon seit dem Jahre 1902 Versuche über das *Durchsickern von Wasser durch geschüttete Dämme* ausgeführt, welche wohl die ersten Versuche dieser Art waren. Die Versuche fanden in Spiegelglasrinnen statt und gestatteten die Beobachtung der durch Farbstoffe sichtbar gemachten Sickerlinien des Wassers im Schüttkörper der Dämme.

Auch die Geschwindigkeiten des Wasserabflusses an den einzelnen Stellen der Dammquerschnitte konnten bei diesen Versuchen am Fortschritt der gefärbten Wasserfäden durch die Glasscheiben hindurch genau verfolgt werden. (Abb. 1).

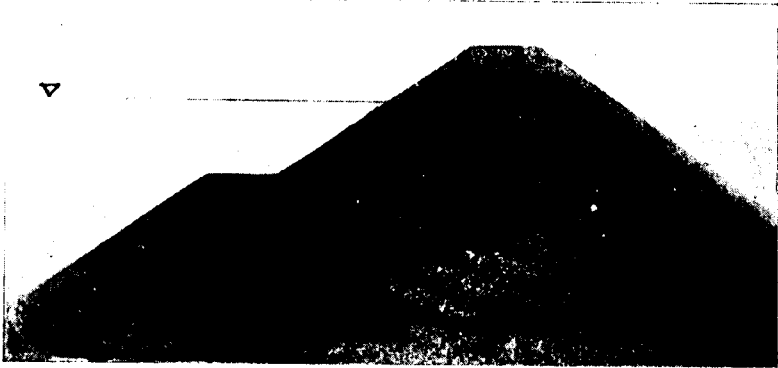


Abb. 1. — Durch Färbung sichtbar gemachte Strömungslinien an einem mit wassersseitiger Berme versehenen Erddamm. Die Strömungslinien an den Knickpunkten der wassersseitigen Böschung verlaufen in Richtung der Winkelhalbierenden der Böschungseigungen und stehen im übrigen lotrecht auf den Böschungen.

Die Versuche liessen erkennen, dass das Einsickern des Wassers in die Dämme hauptsächlich im oberen Teil der vom Wasser benetzten Dammoberfläche stattfindet, und dass der grösste Teil des durchtränkten Dammquerschnittes von hier aus das durchsickernde Wasser empfängt. Bei einem genauer untersuchten Modell-Damm mit steilen Böschungen ohne Bernen auf undurchlässigen Untergrund wurde festgestellt, dass die volle Hälfte des durch den Damm durchsickernden Wassers im obersten Viertel der benetzten Dammoberfläche in das Erdreich eindringt. Ueber die genannten Versuche wurde in dem Freeman-Buch : Die Wasserbaulaboratorien Europas 1926, bezw. Hydraulic Laboratory Practice 1929 von mir Einiges berichtet.

Bei diesen Versuchen wurde erstmals festgestellt, dass auch in dem kapillar angefeuchteten Teil der Dammschüttung oberhalb des Grundwasserspiegels eine Wasserbewegung stattfindet, die im Wesentlichen parallel zum Grundwasserspiegel, bezw. zum Abfluss dicht unter dem Grundwasserspiegel erfolgt.

Die Versuche zeigten, dass selbst ein aus Sand geschütteter, keinen starken Strömungen und keinen Wellenschlag ausgesetzter oder doch gegen diese Angriffe geschützter Damm dauernd stand-

fähig bleibt, solange das Grundwasser an keiner Stelle die luftseitige Oberfläche des Dammes erreicht. Erst wenn der Grundwasserspiegel die Oberfläche des Dammes berührt, beginnt eine Umlagerung vom Boden, indem sich an der Luftseite des Dammes eine neue Begrenzung ausbildet, welche sich der Grundwasserspiegellinie anschmiegt. Der dazu erforderliche Boden wird oberhalb des Grundwasserspiegels entnommen und höht bei seinem Abrutschen die Dammoberfläche unterhalb die zu derjenigen Grundwasserspiegellage auf, die sich in einem unbegrenzten Schüttkörper ausbilden würde. Der Damm schützt sich durch diese Umbildung seiner Oberfläche selbsttätig gegen die Zerstörung durch aus ihm austretendes Wasser. Dieser Selbstschutz des Dammes tritt so lange ein, als genügend Bodenmaterial in den höheren Schichten für die Aufhöhung des Dammes in den tieferen Lagen bis zur Höhe des Grundwasserspiegels zu Verfügung steht.

Erst wenn der überflüssige Materialvorrat in den höheren Schichten des Dammes erschöpft ist, tritt Wasser aus dem Dammkörper aus, das die dann unaufhaltsame Zerstörung des Dammes einleitet.

Weitere Versuche haben gezeigt, dass ein Damm von einem gegebenen Querschnitt, selbst wenn er aus reinem Sand besteht, unbegrenzt standfähig bleibt, wenn eine genügend leistungsfähige Entwässerung vorhanden ist, die ausreicht, um den Grundwasserspiegel dauernd unter die Dammoberfläche abgesenkt zu halten.

Auch ein Dammkörper aus Sand mit steilen Böschungen mit Neigungen unter etwa 1 : 1,5 bis 1 : 1,6 lässt sich durch eine leistungsfähige Drainage dauernd sicher vor der Zerstörung durch ausickerndes Wasser schützen. *Eine gute Entwässerung des Dammfusses an der Luftseite ist demnach für den Schutz wasserdurchlässiger Dämme von der grössten Bedeutung.*

Auch der *Grundwasserabfluss unter Wehren und Staumauern* hindurch wurde im Karlsruher Flussbaulaboratorium untersucht.

Auf diesem Gebiet hat Professor *Forchheimer* grundlegende Arbeiten durchgeführt.

Forchheimer hat das Problem des Wasserdurchflusses durch den Boden unter Wehren für zwei typische Fälle theoretisch geklärt. Es ist ihm gelungen, mit Hilfe der Potentialstheorie den Abfluss sowohl unter einer Spundwand, welche zwei Wasserspiegel verschiedener Höhe von einander trennt, als auch unter einer waage-

rechten Grundplatte ohne Spundwände hindurch, deren Aufbauen zwei Wasserspiegel verschiedener Höhe von einander scheiden, zu berechnen, wobei er sowohl den Verlauf der Sickerlinien als auch die Druckverteilung im Boden bestimmte.

Bei vielen Wehren liegen aber die Verhältnisse insofern schwieriger, als es sich meist um Wehre auf einer Grundplatte handelt, die beiderseits von Spundwänden begrenzt wird. Im Karlsruher Flussbaulaboratorium wurden Untersuchungen für eine solche Wehranlage durch Modellversuche angestellt, und zwar für das Kerkini-Wehr im Struma-Fluss in Macedonien (Griechenland), das von amerikanischen Unternehmerfirmen in den letzten Jahren für die griechische Regierung erbaut worden ist.

Für diese bedeutende Wehranlage wurden zahlreiche Strömungsbilder durch photographische Aufnahme gefärbter Wasserfäden festgelegt, welche einen klaren Einblick in den unterirdischen Wasserabfluss ermöglichen. Die *Abb. 2* gibt ein Beispiel einer solchen Aufnahme, bei welcher durch Umrandung der gefärbten Wasserfäden durch gestrichelte Linien der Fortschritt des Abflussvorganges deutlich hervorgehoben wurde.

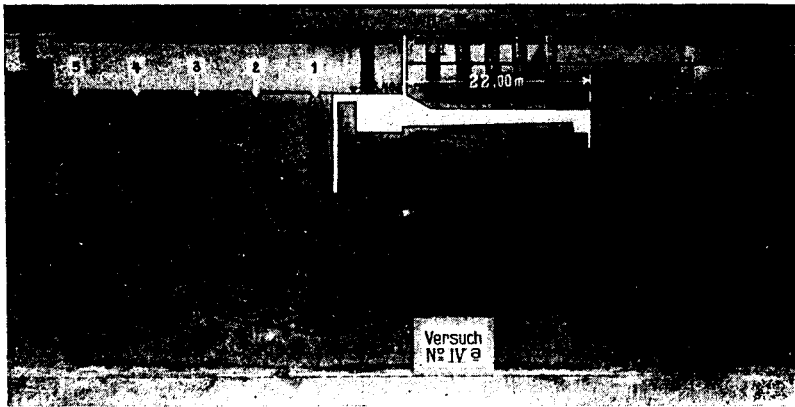
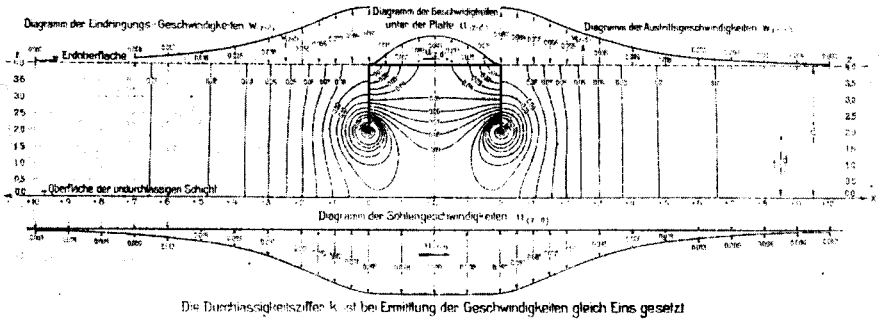


Abb. 2. — Mit Tusche an der Spiegelglaswand der Versuchsrinne kenntlich gemachte Strömungslinien des Grundwassers an einem Modell im Massstab 1 : 50 des Kerkini-Wehres. Die beigeschriebenen Ziffern bezeichnen den zeitlichen Fortschritt des Farbstoffes in Minuten. Die Grösse der Unterdrücke geht aus den Wasserständen in den eingebetonierten Standrohren hervor.

Später hat dann einer meiner Mitarbeiter, Regierungsbaumeister

Darstellung der resultierenden Geschwindigkeiten.



Die Durchlässigkeitsziffern k ist bei Ermittlung der Geschwindigkeiten gleich Eins gesetzt

Abb. 4. — Nach der Potentialtheorie berechnete Geschwindigkeitsverteilung im Erdreich bei einem Wehr mit beiderseitigen Spundwänden.

In der Mitteilung «Sickerwasserbewegung im Erdreich», die ich dem Kongress gedruckt vorgelegt habe, ist gezeigt worden, eine wie weitgehende Uebereinstimmung zwischen den theoretisch berechneten Strömungs und Drucklinien mit den durch den Versuch bestimmten besteht. Die photographisch aufgenommenen Stromlinien fallen in der That mit einer überraschenden Genauigkeit mit den berechneten zusammen. Bei den Druckmessungen wurden gleichfalls fast vollkommen mit der Theorie übereinstimmende Werte gefunden.

Für den praktischen Wehrbau ist besonders die starke Zusammendrängung der Stromlinien in der Nähe der unteren Spitzen der Spundwände, aus der eine starke Steigerung der Geschwindigkeiten des Grundwassers hervorgeht, sowie der Verlauf der Stromlinien stromabwärts von der unteren Spundwand von Interesse.

Die grossen Geschwindigkeiten an den Schneiden der Spundwände sind, obschon sie theoretisch bei einer ganz scharfen Spundwand-Spitze bis zur Grösse «Unendlich» anwachsen und auch bei den Versuchen auffallend stark in die Erscheinung traten, im allgemeinen von keinen nachtheiligen Einfluss auf die Sicherheit der Wehrbauten. Denn die im Innern grosser, in dichtem Gefüge liegender Erdkörper befindlichen Bodenteilechen können auch beim schnellen Durchfluss des Wassers keine Verschiebungen erleiden. Dagegen ist der Verlauf der Stromlinien stromabwärts der unteren Spundwand von grosser Bedeutung, weil es von den Geschwindigkeiten des Grundwassers an den Stellen des Austrittes aus dem

Boden in erster Linie abhängt, ob bei einem Wehr die Gefahr eines *Grundbruches* und damit eine ernstliche Gefährdung des ganzen Wehrbaues vorliegt, oder nicht. Die Frage, ob ein Wehr durch Grundbruch (piping, renard) gefährdet ist, hängt nämlich ausser von der Bodenbeschaffenheit in erster Linie von der grössten Austrittsgeschwindigkeit des Wassers aus dem Boden ab, die aus der Entfernung der Stromlinien hervorgeht.

Das seither zur Bestimmung der Sicherheit eines Wehres gegen Grundbruch vielfach angewandte, von Ingenieur Bligh herrührende Verfahren, nach dem der dem Umfang der Gründung des Wehres folgende Sickerweg eine Länge haben muss, die wenigstens einem für die einzelnen Bodenarten festgelegten Vielfachen des Gefälles vom Oberwasser- zum Unterwasserspiegel entspricht, kann nicht befriedigen, schon weil keine Rücksicht auf die für die Sicherheit eines Wehres gegen Grundbruch besonders wichtige Ausbildung des stromabwärts gerichteten Endes der Wehrplatte und der unteren Spundwand nimmt.

Der Gefährdung der Wehre durch Grundbruch und der richtigen Ausbildung der genannten Teile eines Wehres messe ich eine so grosse Bedeutung bei, dass ich soeben den Antrag eingereicht habe, auf die Tagesordnung des nächsten internationalen Talsperrenkongresses die Frage zu setzen :

Durch welche Mittel kann die Gefährdung von Wehren und Talsperren durch Grundbruch am wirksamsten bekämpft werden.

Ich hoffe die Zustimmung der Versammlung zu diesem Antrag zu finden.

Diese Frage ist zweifellos eine der wichtigsten Fragen für den Wehrbau auf feinen Verwitterungsböden. Denn wenn die Ingenieure seither genötigt waren, den Wehrbauten in der Richtung des Strömung eine bedeutende Breite zu geben, wenn sich in den grossen Flachlandsströmen Wehre finden, deren Breite bis 50 m, ja sogar bis über 100 m beträgt, wie es zum Beispiel bei einigen Wehren in Englisch Indien der Fall ist, so liegt der Grund hierfür in der Befürchtung, dass sonst die Wehre durch Grundbruch gefährdet sein könnten.

Da somit die Verhütung der Gefahr eines Grundbruches grosse Ausgaben bedingt, erscheint es mir angezeigt, dass diese Frage von den kompetentesten Fachleuten, wie sie sich auf den internationalen Talsperrenkongressen zusammenfinden, einmal ernstlich diskutiert wird. Es ist besonders wichtig, dass diese Frage theoretisch aber vor allem durch Naturbeobachtungen und Modellversuche sowie durch

die Sammlung von Erfahrungen gründlich geklärt wird. Der Modellversuch wird bei diesen Untersuchungen sehr wertvolle Dienste leisten können.

Von solchen Untersuchungen verspreche ich mir eine wertvolle Förderung des Wehrbaues und die Ersparniss grosser seither unnütz ausgegebenen Mittel.

M. PAGLIARO :

Les recherches, les essais et les considérations du rapporteur général et des autres rapporteurs sont très intéressants et nous leur devons beaucoup de reconnaissance pour des résultats aussi précieux.

Toutefois, je pense qu'il convient de fixer principalement notre attention sur les essais concernant les barrages existants, parce qu'il subsiste plusieurs inconnues dans le rapprochement des résultats théoriques et des résultats pratiques.

Avant tout, je crois nécessaire de définir ce qu'on entend par « coefficient de perméabilité ». Est-ce la mesure des pénétrations dans un corps homogène ou bien la mesure des infiltrations, quels que soient les trajets suivis intérieurement par l'eau ?

Dans les modèles on ne peut avoir que la valeur de la pénétration, mais non de l'infiltration totale, parce qu'il est impossible de reproduire dans les modèles toutes les inégalités qui se trouvent dans la masse effective du barrage.

Les modèles peuvent servir principalement comme recherches comparatives entre eux-mêmes — par exemple pour un choix préliminaire des différents matériaux. Mais il n'est pas permis de rapporter les infiltrations des modèles à celles du barrage par de simples multiplications.

Des essais que j'ai faits sur des barrages italiens font ressortir des coefficients de perméabilité très variables, et je pense que le défaut principal réside dans l'évaluation de ce coefficient.

Il serait donc utile d'établir en premier lieu l'expression analytique du coefficient de perméabilité en se rapportant aux conditions réelles des matériaux.

Quant à l'autre question, celle des eaux du sous-sol ou de siphonage des barrages, je crois qu'il faut y apporter la plus soigneuse attention. Il est nécessaire de faire plusieurs essais pour arriver, si possible, à la couche imperméable, faire des injections, etc. Le règlement italien prescrit de réjoindre, en tout cas, la couche imperméa-

ble par le noyau central ou par tous autres moyens. En effet, en dehors et au-dessus de toutes les recherches scientifiques, au-dessus de toutes les convenances économiques, il y a le facteur suprême qui doit guider toutes nos actions, c'est-à-dire la garantie maximum de la construction pour les populations qui demeurent en aval et qui nous ont chargés de conserver leurs habitations, leurs terrains et leurs vies.

Le Président : (M. GILBOY).

Before we continue, I am requested to make an announcement by Mr. Binnie, who was Chairman yesterday afternoon.

It was intended to appoint a committee to draft the resolutions to be brought before the Executive Committee at Trollhättan. That committee will consist of the following members, named by Mr. Binnie :

Professor Terzaghi,

M. Frontard

and an American member to be named by the American Committee.

Le Président : (M. GILBOY).

I might ask whether there are any objections to, or comments upon, that choice of the committee?

M. Beckman has the floor.

M. BECKMAN.

Gentlemen,

I am here on behalf of Prof. de Vos who could not make the long journey from India for this congress and you are the loser because he has made a very extensive study on this subject.

Prof. Rehbock has just shown us streamlines and potential lines under a impervious foundation and they are quite like those in large dams as Prof. de Vos has given in his paper and I can recommend you to study this paper because I believe Prof. de Vos has come very near the solution of this question.

I only mounted the platform to tell you, that I have made a large dam of about 25 meters high of quite homogeneous and very fine

material on a practically impervious foundation. The material is even finer than that of the core of a dam made along the hydraulic method.

To prevent the infiltration water coming out at the slope of the dam we have put in two drainages, about 8 meters below the slope, one at the bottom and one about half way. By putting drainages in a dam, it can always be presented that the line of infiltration crosses the slope.

The construction of this line is very easy as I will show you on the blackboard.

Care should be taken that the drainage is made large enough to prevent it becoming clogged.

Once the line of infiltration is drawn, it is not difficult to fix the profile of the dam. We think it sufficient to keep the slope about 4 meters above the line of infiltration.

In the dam I constructed, are put many pipes in which the water level is measured twice a day for several months and we found that these levels correspond accurately with those in models and are also in accordance with the theory of Prof. de Vos.

There is only one difficulty left. By putting a drainage in a dam, the line of infiltration is forced down to it, but a steep line of infiltration means a high velocity as can be easily seen when the streamlines are drawn. The question is now how far can one go, what is the maximum velocity in a dam of a certain material ?

As to the construction of the drainage, I call your attention to a material, that is to be found in the Dutch East Indies. Pro. Terzaghi has mentioned in his paper on the question 2a in the chapter. «Baustoffe für Innerberme» the danger of a drainage consisting of large stones laid immediately in an earth dam because the earth can be taken by the water into the holes between the stones.

On the «arenpalm» in the Dutch East Indies grows a material (not the leaves and not the bark) that can be taken of in sheets of about 60×100 cm. and consists of course threads. This material that does not decay under water or in the ground is put around the whole drainage and serves as a very good filler, preventing earth coming in to the holes between the stones.

M. SEIFERT :

Meine Herren!

Aus den Versuchen, die uns Herr Geheimrat Rehbock hier vorge-

führt hat, sehen wir die ausgezeichnete Ubereinstimmung der theoretisch-mathematischen Berechnung mit den Modellversuchen. Die Ubereinstimmung hat aber eine gewisse Grenze, die von der Bindigkeit des Bodens, also von der Feinheit der Körner abhängt. Bei Lehm und Ton gibt es von einer bestimmten Bindigkeit an überhaupt keine eigentliche Sickerlinie mehr und trotz ausserordentlich hohen Wassergehaltes kein eigentliches Grundwasser, das in Beobachtungsrohren sichtbar wird. Ich habe einen Fall im Gedächtnis, wo ein Lehmdamm an der Aussenböschung etwa 35 % Wasser enthält, in den Grundwasserbeobachtungsrohren aber zeigt sich teils gar kein Wasser, teils erst nach langer Zeit; Rohre, die in nur 50 cm Abstand stehen, zeigen ganz verschiedenes Verhalten; die Sickerlinien, die man aus eng benachbarten Reihen von Beobachtungsrohren etwa ableiten wollte, weichen um Meterbeträge voneinander ab. Solch dichte Lehmböden lassen vermöge der Oberflächenspannung des Wassers gegen Luft, das Wasser in das Rohr nicht austreten.

In einem andern Falle ist eine 40 Jahre alte Kalkablagerung von 18 m Höhe, die aus einem Fabrikationsbetriebe stammt, unter Bruch des begrenzenden Lehmdammes plötzlich ausgebrochen; etwa 200.000 cfm haben dabei die Saale bei Bernburg abgesperrt. Der Kalkschlamm enthält 85 Volumenprozent Wasser; trotzdem steht der verbliebene Rest in dem Ablagerungsbecken in bis zu 15 m hohen, fast senkrechten Wänden und Türmen. Auch in diesem Falle wird der Begriff Grundwasser, das man im Rohr messen kann, hinfällig. Wo die Grenze liegt, bei der das sichtbare Wasser in einer Sickerlinie auftritt oder wo die Festhaltekraft des Bodens, also die Oberflächenspannung den Austritt in das Beobachtungsrohr verhindert, das wissen wir vorläufig noch nicht. Für die Beurteilung der Standfestigkeit von Böschungen führt diese Unsicherheit leicht irre.

Le Président : (M. GILBOY).

That ends the list of speakers who have signified their intention of contributing to the discussion.

Mr. Beckman has requested another hearing.

M. BECKMANN.

A propos de ce que vient de dire M. le Prof. Seifert, notamment de ce qu'il a dit au sujet des lignes d'infiltration, dont il a remarqué une grande différence dans différents profils, je me permets de dire que sans doute, il y a erreur quelque part.

Dans le barrage dont je viens de parler, j'ai pu constater que dans les profils différents ces lignes sont exactement pareilles.

Seulement, quand il pleut, j'ai observé de très grandes différences dues au fait qu'en raison de la pluie, la tension négative de l'eau capillaire devient positive; il en résulte que le niveau dans les tuyaux monte très vite, même de plusieurs mètres. Après 3 ou 4 jours sans pluie la ligne d'infiltration se rétablit suivant la théorie.

Il ne faut pas essayer de tirer des conclusions des observations faites pendant ce temps.

Le Président : (M. GILBOY).

Ob noch andere Herren die Diskussion zu benutzen wünschen ?

Now there is still the question brought forward by Professor Rehbock, concerning the means for determining the safety of dams against piping. Professor Rehbock suggests that this question be brought before the assembly, and that some material on it be contributed at the next meeting.

I should like to know whether there is any discussion on that question.

M. GRUNER :

M. Rehbock a proposé d'étudier de plus près les causes de ce qu'on appelle un «renard», et les moyens de l'éviter. Un renard pourrait se produire par exemple si des couches perméables étaient suivies de couches imperméables et que l'eau d'infiltration sous le barrage soit ainsi pressée dans les couches perméables. D'autres causes seraient également à étudier à ce sujet. Comme cette question est très importante, M. Rehbock est d'avis de la mettre à l'ordre du jour d'un prochain Congrès.

J'espère que M. le Président est d'accord qu'on poursuive les études y relatives.

M. SCHIAFFERNAK :

Wenn ich Herrn Professor Rehbock richtig verstanden habe, so meinte er, in einer der nächsten Sitzungen unserer Versammlung zu besprechen oder zu behandeln die *Mittel* zur Verhütung des Grundbruches, und nicht, wie Herr Gruner gemeint hat, die Bedingungen des Grundbruches. Ueber die Erscheinungen des Grundbruches sind

wir ja seit Jahren einig, wir wollen aber die Mittel finden um den Fehler zu beiseitigen und zwar in einfacher Weise.

M. REHBOCK :

Meine Herren,

«Durch welche Mittel kann die Gefährdung der Wehre und Talsperren durch Grundbruch am wirksamsten bekämpft werden.» Ich habe schon darauf hingewiesen, dass diese Frage geradezu für den Wehrbau eine Grundfrage ist, denn wenn wir heute unsere Wehre so ungeheuer breit machen, in Richtung des Stromes gerechnet, wenn man in Englisch-Indien Wehre baut mit einem ungeheuren Materialaufwand, so geschieht das hauptsächlich, weil man befürchtet, dass sonst Grundbruch eintritt. Es ist also eine Frage, die wirtschaftlich von einer solchen Bedeutung ist, dass ich glaube man sollte sie einmal mitdiskutieren und dazu ist natürlich auch nötig, dass man sich mit den theoretischen Voraussetzungen des Grundbruches befasst. Es ist ein Gebiet, für welches der Versuch von ausserordentlichem Wert sein wird.

M. SMRCEK :

Nicht als Generalberichtersteller, sondern als Mitglied dieser Versammlung, begrüsse ich wärmstens die Proposition des Kollegen Rehbock damit sein Antrag als Frage bezeichnet werde, mit welcher sich der nächste Kongress zu befassen hätte.

M. LE ROUX :

Messieurs,

Je m'excuse de revenir un peu sur la question dont nous venons de nous écarter pour parler des « renards », c'est-à-dire sur la question de la circulation de l'eau d'infiltration dans les barrages. Je suis très impressionné par le fait que les essais de laboratoire ont donné des résultats concordant avec la théorie et que certains barrages exécutés ont même confirmé encore ces théories. Je crois, qu'on peut être reconnaissant à MM. les professeurs, qui étudient cela sur des modèles dans les laboratoires, pour arriver à montrer la concordance de la théorie et du fait. Seulement je constate que dans les barrages qui ont été exécutés et dans lesquels on a constaté précisément cette concordance entre les faits de l'expérience et ce qu'a-

vait donné la théorie, il se trouve qu'on avait réussi — par suite de circonstances tout à fait exceptionnelles — à construire des barrages qui se trouvaient précisément dans les conditions où on avait fait les essais, c'est-à-dire, qu'on avait pu employer par exemple du matériau très homogène établi sur un sol tout à fait imperméable. Ce sont ces conditions que l'on peut réaliser dans un laboratoire, mais il est extrêmement impressionnant aussi de penser qu'il est très difficile de réaliser ces conditions lorsque on a à faire un barrage. On a le sol qu'on peut; on ne choisit pas l'emplacement du barrage suivant le sol; on a le sol qu'on trouve là où on veut faire un barrage et les matériaux qu'on doit employer, on les prend comme on les trouve. Par conséquent, il peut se faire que dans les barrages qu'on est obligé de construire, on ne se trouve absolument pas du tout dans les conditions dans lesquelles on peut faire des expériences de laboratoire et établir des théories.

Et alors voici quelle est ma proposition. Je voudrais — je désirerais — je crois qu'il serait intéressant que dans une prochaine conférence on recommandât l'étude sur les barrages existants.

Nous avons, en France, beaucoup de barrages en terre, ou tout au moins beaucoup de digues en terre. On devrait faire sur ces barrages eux-mêmes des expériences, des vérifications qui permettraient de voir comment les choses se passent dans la nature, dans la nature diverse, très variée, qui existe vraiment, et non pas seulement dans un laboratoire où on fait ce qu'on veut.

On pourrait, avec des tubes piézométriques, ou avec tels procédés qu'on trouverait convenable, vérifier, constater, étudier, rechercher ce qui se passe en fait d'infiltration d'eau dans un véritable barrage existant, aussi bien dans les barrages assez nouveaux que dans les barrages assez anciens parce qu'il est très possible que les conditions physiques se modifient au cours de l'existence d'un barrage.

Il serait donc très intéressant, je crois, de mettre à l'ordre du jour de demander aux nations, qui peuvent le faire, de faire des expériences aussi nombreuses que possible et d'en apporter les résultats dans une prochaine réunion. Ce que je voudrais, en définitive, c'est que nous émettions le vœu qu'il soit fait des expériences très nombreuses pour voir comment dans la nature, c'est-à-dire dans les barrages existants, se comportent la circulation de l'eau, les infiltrations, les phénomènes de cet ordre qui peuvent intéresser l'existence, la persistance et la solidité du barrage.

M. SMRCEK :

Redner skizziert Sickerlinien in Erddämmen, wie sie in seinem Laboratorium beobachtet wurden.

Er befürwortet, dass man sich mit Beobachtungen insbesondere wirklichen Dämmen befasst, damit man sieht was in dem Damm vorgeht, wie sich die Sickerlinien usw. in der Wirklichkeit ergeben und inwiefern sie mit der Theorie auf Grund der Modellversuche in Uebereinstimmung gebracht werden können. Er hat noch zu betonen, dass in der Czechoslovakie schon durch viele Jahre nicht nur Laboratorien-Versuche über diese komplizierten Fragen vorgenommen werden, sondern dass daselbst auch Grösse Erddämme ausgeführt worden sind, an denen Beobachtungen der Sickerlinien vorgenommen worden sind und noch fortgesetzt werden. Es ist ein sehr wertvolles Material bereits gesammelt worden, worüber man vielleicht am nächsten Kongress würde einen Bericht vorlegen können. Aber jedenfalls sind diese Beobachtungen nicht nur in der Czechoslovakie, sondern, meint er, in sämtlichen Ländern, wo Erddämme ausgeführt im Zuge werden. Eben diese wirklichen Beobachtungen und die wirklichen Ergebnisse sind wertvoll für die Theorie sowie auch insbesondere für die rationelle Konstruktion der wirklichen Erddämme.

M. FELLENIUS :

Ich möchte zuerst dem Antrage des Herrn Professor Rehbock zustimmen.

Ich möchte dann darauf aufmerksam machen, dass der Generalberichterstatter in seinen Schlussbetrachtungen Vorschläge vorgelegt hat, die vielleicht zu einem Beschluss der Versammlung führen könnten. Die Frage liegt der derjenigen gestern sehr ähnlich, nämlich dass wir hier in solchen allgemeinen technischen Sachen keine förmlichen Beschlüsse fassen können. Ich, persönlich, habe nichts besonderes gegen die Schlussbetrachtungen des Berichterstatter und denke mir, dass die Versammlung mit dem Berichterstatter gleicher Meinung ist.

Betreffs des Vorschlages des Herrn Le Roux, möchte ich sagen, dass, von dem was ich verstanden habe, dieser sehr nahe dem Punkt E., Seite 30 des Berichterstatters liegt. Der Berichterstatter hat dort sozusagen einen besonderen Vorschlag erweckt. Er sagt :

«Es ist erwünscht, dass von möglichst vielen Dämmmodellen

vollständige Strömbilder ausgearbeitet werden. Durch das Büro Permanent wäre eine Sammlung derselben anzulegen und über die am besten gelungenen und typischsten eine Veröffentlichung herauszugeben.»

Wie gesagt, von dem was ich verstanden habe, so liegt dieser Vorschlag ziemlich nahe demjenigen des Herrn Le Roux. Ich denke mir, dass dieser Punkt E. des Berichterstatters, zusammen mit dem Vorschlage des Herrn Le Roux, zu einem Beschluss der Versammlung führen könnte.

Also ein Vorschlag an das Büro Permanent.

M. Th. REHBOCK :

Meine Herren,

Dem Vorschlage des Herrn Le Roux möchte ich zustimmen, wenn mir auch die Durchführung auf grosse Schwierigkeiten zu stossen scheint. Es wird zwar möglich sein in den bereits gebauten Dämmen die Grundwasserspiegellage, in manchen Fällen wohl auch die Menge des durchsickerenden Wassers zu bestimmen, dagegen ist es bisher meines Wissens nach nicht möglich gewesen, auch den Verlauf der Sickerlinien im Innern der Dämme in der Natur festzulegen und dadurch den ganzen Abflussvorgang völlig zu klären. Es erscheint aber keineswegs ausgeschlossen, dass ein Verfahren zur Bestimmung der Lage der einzelnen Sickerlinien in einem Dammkörper in der Natur gefunden wird. Erst wenn das gelungen ist, wird ein Vergleich zwischen den an Modellen gewonnenen Ergebnissen mit den Verhältnissen in der Natur möglich sein. Dieser Vergleich müsste aber beschränkt werden auf solche Dämme, deren Zusammensetzung genau bekannt ist, was bei älteren Dämmen meist nicht der Fall ist. Bei solchen älteren Dämmen kann der Wasserabfluss im Innern sehr wohl durch Unregelmässigkeiten in der Zusammensetzung des Schüttkörpers, stark beeinflusst werden, ohne dass es möglich ist, diese Unregelmässigkeiten im Modell richtig zur Nachahmung zu bringen.

M. SCIMEMI :

Au sujet des expériences sur les barrages en terre je crois qu'il sera très difficile de faire de nouvelles expériences dans les barrages déjà construits si l'on n'a pas songé, auparavant, à introduire dans l'intérieur les instruments délicats qui sont nécessaires pour reconnaître le mélange ou la constitution des terres, les pressions

internes (hydrauliques et des terres), la température, etc. (comme G. l'a fait en Amérique dans quelques barrages à remplissage hydraulique ou semi-hydraulique).

En vue de notre prochaine réunion, je pense qu'on n'aura le temps que d'examiner les nouveaux barrages et pourtant il serait bien utile d'intéresser toutes les Nations, qui sont associées à la W.P.C., à donner des renseignements détaillés sur ces nouveaux barrages; on pourrait alors adresser ces observations à tous les laboratoires qui sont prêts à faire des expériences sur les barrages en terre, en concordance avec les expériences qu'on pourra faire sur les barrages originaux eux-mêmes. Comme on pourrait faire des expériences dans des laboratoires, qui appartiennent aussi à plusieurs nations, nous pourrions savoir à la prochaine réunion quelle sera la concordance entre les expériences faites sur des modèles et celles exécutées sur des originaux.

J'espère qu'une petite adjonction au vœu général proposé par MM. Rehbock et Smreek sera possible dans ce sens. Nous aurons des données d'expérience, qui serviront à tirer des conclusions définitives sur cette question vitale pour la poursuite des expériences sur les modèles des barrages en terre.

Le Président : (M. GILBOY).

Is there anything further to be said ?

M. BECKMAN :

I hesitate to come again on to the platform in this distinguished company, but I only want to point out that the result will not be satisfactory if everybody uses different methods for investigating the same thing. I think everyone must use the same means, otherwise widely differing results will be obtained. I therefore propose that we be informed of the means by which the investigations will be carried out.

Ich möchte nur sagen, dass es sehr schwer sein wird Resultate zu untersuchen, die auf verschiedene Weise zusammengebracht sind und dass es gut wäre, wenn man zuerst klar wäre über die Methoden, die man gebrauchen soll, um die Sache zu untersuchen.

M. SCIMEMI :

M. Beckman craint qu'en faisant des expériences par des mé-

thodes différentes, on risque d'arriver à des résultats différents. Je le crois, moi aussi; mais, comme je dis que nous avons les originaux permettant de faire la comparaison des résultats, nous irons voir alors quelle sera la meilleure méthode qui pourra justifier les expériences mêmes.

Cependant, la Commission Internationale des Recherches sur les travaux hydrauliques pourrait songer à étudier et fixer les méthodes des nouvelles expériences.

M. MERRILL :

I want to emphasize, just as strongly as I can, the words that Mr. Beckman has spoken. I think that one of the difficulties which we have had in applying data of research, particularly with respect to dams in place, is that we have not known the methods by which the data were collected. In my opinion one of the most important things that this Commission on Large Dams could do, would be to establish a technique for investigation, so that when you got data about a dam in the U. S. A. or a dam in Italy or a dam in Germany, you would be able to compare the results. You have done this in every other type of research. You have established definite methods for testing materials. Why should you not apply to your researches in the field the same scientific methods that you apply to your researches in the laboratory?

M. FELLENIUS :

Auf Grund des von Herrn Merrill gesagten möchte ich hervorheben, dass diese Standardisierung der Untersuchungsmethoden sehr wichtig ist, doch denke ich mir, dass wir jetzt kaum die Möglichkeit haben werden diese Standardisierung durchzuführen. Die Entwicklung des wasserbau-technischen Versuchswesens ist nicht so weit gekommen, dass wir schon jetzt diese Standardisierung durchführen könnten, aber mit der Zeit wird es ja besser gelingen, und ich glaube, dass diese Standardisierung der Untersuchungsmethoden in den Laboratorien und der Felduntersuchungsmethoden wahrscheinlich den Aufgaben der Zusammenarbeit des wasserbaulichen Versuchswesens unterliegen wird.

Wie den Herren vielleicht bekannt ist, so bestehen Bestrebungen eine Organisation für das wasserbauliche Versuchswesen zu schaffen, und ich möchte hervorheben, dass wenigstens teilweise eine der

Aufgaben einer solchen Organisation wäre auch eine Standardisierung der Felduntersuchungsmethoden, zum Mindesten solcher Methoden, die im Zusammenhang mit den Laboratorium-Arbeiten stehen, zu schaffen. Die meisten Felduntersuchungsmethoden im Wasserbau oder in den geotechnischen Arbeiten, liegen ja den Laboratorium-Arbeiten sehr nahe.

Le Président : (M. GILBOY).

Any further discussion? Time is drawing very near the end and I still have a few announcements to make.

I now have the complete make-up of the Committee to draft resolutions for Section 2a which met yesterday afternoon. It is to be composed of Messrs. Terzaghi, Frontard, Fellenius and myself.

M. GRUNER :

M. le Président dit que la Commission qui doit formuler les conclusions de la séance d'hier comprendrait MM. Terzaghi, Frontard, Gilboj et Fellenius.

Le Président : (M. GILBOY).

We have also to constitute a similar committee for this session, to draft the resolutions and conclusions which have come before us today.

That committee will consist (if all are agreeable) of Professor Rehbock, Mr. Beckman, M. Le Roux and Professor Smrecek. Are all these gentlemen agreeable to serve on that committee?

M. GRUNER :

M. le Président propose comme qualifiés pour formuler la conclusion de notre séance, MM. Rehbock, Beckman, Le Roux et Smrecek.

Le Président : (M. GILBOY).

There is one more announcement I am requested to make, and that is, to call your attention to the concert which will be held at 8.30 this evening, at the National Museum. The music and reception will be over at 11 o'clock.

Is there any further business to come before the meeting? If not, I thank you and declare the meeting ended.

Réunion technique du 6 Juillet 1933 (après-midi)

à Trollhaettan

QUESTION 2b

Le Président : (M. ERWALL).

Nous arrivons maintenant à la question 2b).
Je donne la parole au Rapporteur Général.

M. SMRČEK :

Conclusions concernant la question 2b).

a) On connaît encore peu de choses au point de vue théorique sur le mouvement de l'eau dans une masse de terre lorsque le mouvement se produit sous une surface d'eau libre (courbe d'infiltration); le calcul présente le plus souvent de très grandes difficultés et dans les cas compliqués (en particulier terres non-homogènes) il est presque impossible.

b) On peut, cependant, étudier des cas, simples ou compliqués, en suivant les directives à tirer de la théorie du courant potentiel, d'après diverses méthodes d'essai, en ayant soin de tenir compte de l'influence de la capillarité, méthodes hydrauliques appliquées en grandeur naturelle ou sur modèles à diverses échelles, et aussi méthodes électriques, et tracer d'après cela des diagrammes.

c) Il est désirable que l'on exécute le plus grand nombre possible de ces diagrammes.

a) Beim Abfluss mit freiem Wasserspiegel stösst die theoretische Berechnung des Wasserabflusses noch auf Schwierigkeiten und bei Ungleichförmigkeit des durchflossenen Bodens ist sie kaum möglich.

b) Unter Verwendung der Potentialtheorie können aber einfachere und in manchen Fällen auch verwickeltere Probleme des Wasserabflusses erforscht werden, wobei Gebrauch gemacht werden

kann von Abfluss-Beobachtungen an Dämmen in der Natur oder in Modellen verschiedener Grösse und auch von der elektrischen Methode, wobei das Ergebnis zeichnerisch niedergelegt werden sollte. Dabei darf die Frage der kapillaren Hebung des Wassers nicht übersehen werden.

c) Es ist erwünscht, dass eine möglichst grosse Zahl von Beobachtungen durchgeführt und graphisch ausgearbeitet wird.

M. BECKMAN :

a) There is still very little theoretical information about the movement of water through soil when this movement takes place beneath the free surface (line of saturation). The calculation of flow is in most cases very difficult and in complicated cases, especially in non-homogeneous soils, is almost impossible.

b) It is possible, however, to study both simple and complicated cases by the application of the potential theory by making various types of experiments with due regard to the influence of capillarity, by hydraulic tests in the fields or on models of different scales, and by electric models. From such studies appropriate flow diagrams can be obtained.

c) It is desirable to make as many of these diagrams as possible.

M. SMRGER :

Il y a encore eu deux propositions. Ce sont la proposition de M. le Professeur Rehbock et la proposition de M. Le Roux. Ces deux propositions ont à peu près le même sens et je me permets de les lire l'une après l'autre dans les trois langues.

Proposition Rehbock :

Quels sont les meilleurs procédés pour empêcher la formation des renards dans les barrages et digues ?

Proposition Le Roux :

Il est désirable que dans un prochain Congrès soient apportés, en outre des résultats d'essai de laboratoire, des comptes-rendus d'observations faites sur les barrages en terre existants, récents ou anciens, touchant la circulation de l'eau d'infiltration dans le corps du barrage et dans le sol de fondation et concernant notamment la

détermination des lignes de saturation et les quantités d'eau traversant le barrage.

Antrag REHBOCK :

Durch welche Mittel kann die Gefährdung von Wehren und Talsperren durch Grundbruch bekämpft werden, und

Antrag LE ROUX :

Es ist wünschenswert am nächsten Kongress Versuchsergebnisse über Beobachtungen mitzuteilen, die sich auf bestehende alte und neue Dämme beziehen und zwar hinsichtlich der Bewegung des Wassers im Dammkörper sowie im Untergrunde.

Diese Untersuchungen mögen vor allem die Sickerlinie und die Durchflussmenge behandeln.

M. BECKMAN :

Proposition Le Roux :

It is desirable that at the next Congress, not only the data of laboratory research but also the data of observations made on old as well as new existing earth dams be presented. These data should concern the circulation of the water in the body of the dam and in the foundation, especially the determination of the line of saturation and the water quantities passing through the dam.

Proposition Rehbock :

Which will be the best means to prevent piping on weirs and dams.

M. PAGLIARO :

Je vais faire seulement quelques observations.

J'ai déjà fait ressortir à Stockholm les différences qui existent entre les essais sur modèles et les recherches sur les barrages en terre. En effet, il y a dans les terres des conditions qu'on ne peut pas reproduire dans les modèles. En premier lieu, l'homogénéité des modèles ne se retrouve plus dans les grands massifs en terre; c'est la cause d'une première série de divergence et cela conduit quelquefois à des surprises désagréables.

En outre, je crois qu'il existe des grandeurs absolues, comme par exemple, la hauteur critique, que l'on ne peut pas soumettre à des rapports de proportionnalité.

Ce que je dis se rapporte à des cas pratiques. J'ai observé un barrage dans lequel un seul mètre d'élévation du niveau de l'eau entraîne une perte considérable, que ne pouvaient faire prévoir ni les recherches sur modèles, ni de simples considérations théoriques.

Je dis que les essais préliminaires et les recherches sur modèles (comme aussi l'analyse théorique) sont très importants; leurs bons résultats donnent une grande garantie, mais non la garantie maximum.

M. SMRCEK :

Veut seulement donner quelques explications concernant les essais sur modèles sur digues soumis à une pression extérieure variable. L'orateur fait un croquis au tableau et explique comment le courant de l'eau se forme dans la digue, comment il remplit successivement les pores de la terre, comment, à la force de la pesanteur et du frottement s'ajoute la force de capillarité, quelle est la vitesse du mouvement de l'eau à l'intérieur de la digue dans le modèle et dans la nature.

Il explique le phénomène intéressant qui se produit le long des fleuves, où la courbe d'infiltration est quelquefois encore toujours montante, après que la crue est déjà depuis longtemps passée.

M. PAGLIARO (Italien) :

Il prof. Smrcek (Cecoslovacchia) ha fatto una osservazione su qualche io avevo riferito riguardo lo filtrazione attraverso le dighe in terra. Ma egli non ha compreso affatto ciò che io dicevo probabilmente per causa della lingua francese non familiare nè a me nè a lui.

Ad eliminare ogni dubbio, tengo a precisare quanto segue. Io raccomandavo al Congresso di volere insistere a fare delle esperienze più sulle digue esistenti che sui modelli, perchè non sempre i modelli riproducono le condizioni réali. Citavo a titolo di esempio una diga italiana nella quale il comportamento varia molto non appena si supera una certa quota di ritenuta. Le linee teoriche di filtrazione sono in evidentissimo contrasto con le filtrazioni effettive. Il fenomeno di isteresi fra riempimento e sonotamento del serbatoio non ha niente a che vedere.

Questo ho detto e di fronte alla realtà ogni discussione è oziosa.

Ripeto poi quella che dissi a Stockholm nella riunione del 1°

Juglio. Nei modelli si misurano soltanto le « permeazioni » attraverso la massa compatta ed omogenea della terra :

$$Q_0 = k \frac{S H}{d} \quad \text{dove } k \text{ è il coefficiente di permeabilità.}$$

In realtà, attraverso le dighe passano delle « filtrazioni »

$$Q = Q_0 + \Sigma p$$

dove Σp sono le perdite attraverso fratture, linee di distacco vie scavate da animali, assestamenti, cedimenti di fondazione, ecc.

Tutto ciò che già è pubblicato e il prof. Smrcek potrà leggerlo meglio sugli « Annali dei Lavori Pubblici » 1929 e 1933.

M. LE ROUX :

Les observations que MM. les orateurs viennent de développer sont simplement l'explication d'un cas particulier, mais je vois qu'elles appuient en somme la proposition formulée par la commission. Ce que vient de dire M. Smrcek est très intéressant.

C'est exactement le même phénomène que l'on constate lorsqu'on est sous un arbre quand il pleut : on est à l'abri de la pluie, mais quand la pluie a cessé, eh bien, sous l'arbre il pleut, parce que l'eau dont s'est chargé l'arbre tombe sur la tête. Voilà, mais c'est un cas particulier. Il me semble que tout ce qui vient d'être dit ne fail qu'appuyer la proposition que nous avons arrêtée en commission.

Le Président : (M. EKWALL).

Oui, nous avons en ordre trois conclusions, ou des conclusions en 3 parties : a, b, c et puis les conclusions supplémentaires de M. Rehbock et de M. Le Roux. Si personne ne veut prendre la parole, je crois qu'on peut passer au vote et, premièrement, je mets aux voix les conclusions de la commission qui sont rédigées en 3 parties a, b et c. Que les membres qui approuvent ces conclusions veuillent bien lever la main.

Diejenigen Delegierten, die die Konklusionen annehmen wollen, sollen die Hand hochheben, und

The members who wish to vote upon the conclusions will kindly raise their hands.

Messieurs, 30 voix pour les conclusions,

Les délégués, qui ne veulent pas approuver les conclusions sont priés de lever la main.

The delegates, who do not approve the conclusions, will kindly raise their hands.

Die Delegierten, die keine Konklusionen fassen wollen, sollen jetzt die Hand hochheben.

Alors les conclusions sont approuvées à l'unanimité, à 30 voix. Nous passons aux conclusions supplémentaires de M. Rehbock : « Quels sont les meilleurs procédés pour empêcher les formations de renards dans les barrages et les digues ? »

Und deutsch :

« Durch welche Mittel kann die Gefährdung von Wehren und Talsperren durch Grundbruch bekämpft werden. »

The members who approve it, please raise their hands.

Les membres qui veulent approuver la conclusion supplémentaire de M. Rehbock sont priés de lever la main.

Die Mitglieder, die der Konklusion des Herrn Professor Rehbock zustimmen, wollen die Hände hochheben.

Il y a donc 30 voix pour cette conclusion supplémentaire de M. Rehbock.

Is anyone against it ?

Est-ce que quelqu'un n'approuve pas la conclusion de M. Rehbock ?

Diejenigen, die diese Konklusion nicht wünschen, wollen die Hände hochheben.

La conclusion supplémentaire de M. Rehbock est approuvée à l'unanimité de 30 voix. Nous passons à la conclusion supplémentaire de M. Le Roux dont le texte a déjà été lu par M. Le Roux.

Cette conclusion supplémentaire est rédigée comme suit :

« Il est désirable que, dans un prochain Congrès soient apportés, en outre des résultats d'essais de laboratoire, des comptes-rendus d'observations faites sur les barrages en terres existants, récents ou

anciens, touchant la circulation de l'eau d'infiltration dans le corps du barrage et dans le sol de fondation, et concernant notamment la détermination des lignes de saturation et des quantités d'eau traversant le barrage.»

«Es ist wünschenswert am nächsten Kongress Versuchsergebnisse über Beobachtungen mitzuteilen, die sich auf bestehende alte und neue Dämme beziehen und zwar Bewegung des Wassers im Dammkörper sowie im Untergrunde. Diese Untersuchungen mögen vor allem die Sickerlinie und die Durchflussmenge behandeln.»

«It is desirable that at the next Congress, not only the data of laboratory research but also the data of observations made on old as well as new existing earth dams be presented. These data would concern the circulation of the water in the body of the dam and in the foundation, especially the determination of the line of saturation and the quantity of water forced through the dam.»

Those who approve this proposition kindly raise their hands.

Les membres qui veulent approuver la proposition de M. Le Roux sont priés de lever la main.

Diejenigen, die diese Proposition des Herrn Le Roux approbieren wollen, wollten die Hand hochheben.

Il y a 34 voix pour la proposition.

Is anyone against it?

Les membres qui ne veulent pas approuver la proposition de M. Le Roux sont priés de lever la main.

Die Delegierten, die keine Proposition des Herrn Le Roux genehmigen wollen, sollen jetzt die Hand hochheben.

Niemand.

La proposition est approuvée unanimement à 34 voix.

Est-ce que quelqu'un veut prendre la parole?

M. MERCIER, président de la Commission Internationale :

Messieurs, je voudrais seulement vous dire ceci :

Nous devons tenir notre Réunion Exécutive à 5 heures, pensant que celle-ci serait terminée à 5 heures seulement. Il n'est que 4 heures et quelques-uns d'entre vous proposent que la Réunion Exécutive ait

lieu maintenant. Malheureusement, je ne peux pas vous donner satisfaction parce que plusieurs de nos collègues ont été prévenus que la réunion n'aurait lieu qu'à 5 heures et par conséquent nous sommes absolument obligés de les attendre.

Deuxièmement, je vous rappelle que la réunion qui aura lieu à 5 heures est une Réunion du Comité Exécutif. A cette réunion tout le monde peut assister, aussi bien les délégués des Gouvernements ou des Comités Nationaux que les techniciens qui ont assisté aux séances de ce matin et de ce soir. La seule différence c'est que, à la Réunion du Comité Exécutif, s'il y a lieu de voter, peuvent voter seulement les délégués officiels et chaque pays représenté par un délégué officiel a une voix.

J'espère d'ailleurs qu'à la suite surtout des explications que l'un des deux rapporteurs généraux de ce matin a déclaré avoir le désir de vous donner, l'unanimité qui ne s'était pas faite ce matin, se fera, je le souhaite très ardemment, et j'espère bien que nous l'obtiendrons après les explications complémentaires qui vous sont données.

Le Président :

Wünscht noch jemand das wort ?

Alors la séance est levée.

Les Conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission siégeant le même jour à Trollhättan.

RÉSUMÉ DE LA DISCUSSION

SEANCE DU 1^{er} JUILLET 1933 A STOCKHOLM

(9 heures — 11 heures 40)

Le Président (M. GILBOY - E.U.) donne la parole au Rapporteur Général, M. SMRCEK (Tchécoslovaquie).

M. SMRCEK explique qu'il remplace, sur la demande du Bureau Permanent de la Commission, le Rapporteur Général qui a rédigé le rapport, M. de Vos (Indes Néerlandaises). — Il lit un résumé du Rapport Général et de ses Conclusions.

M. REIBOCK parle des recherches exécutées depuis 1902 au Laboratoire des Constructions Hydrauliques de Karlsruhe, sur l'infiltration de l'eau à travers des modèles de barrages en matériaux perméables, disposés entre des parois parallèles de verre; elles ont permis, au moyen de la photographie, d'évaluer les lignes de courant, leurs vitesses et par conséquent de déterminer les quantités d'eau infiltrées. On en a déduit que l'on peut éviter la destruction de l'ouvrage par l'eau d'infiltration en installant un dispositif de drainage capable d'empêcher le niveau de l'eau souterraine d'atteindre la surface extérieure du barrage.

M. REIBOCK expose en outre les recherches exécutées dans le même laboratoire sur l'écoulement de l'eau sous des barrages-réservoirs, qui ont permis d'éclaircir nettement les phénomènes d'écoulement à travers des couches uniformes de terre. Il explique comment a été fait le calcul théorique des lignes de courant, des vitesses d'écoulement, des conditions de pression sous un barrage et dit que M. Hoffmann, à Karlsruhe, a inauguré un procédé de calcul exact de ces éléments basé sur la théorie du potentiel: les résultats de ces calculs concordent bien avec les résultats expérimentaux du laboratoire.

Ces recherches, dont l'exposé est accompagné de photographies, ont une grande importance parce qu'elles permettent d'expliquer les phénomènes appelés « renards », qui ont fréquemment contribué à la démolition des barrages.

En raison de l'importance des procédés qui pourraient permettre de supprimer les renards, M. Rehbock propose de mettre au programme du prochain Congrès des Grands Barrages une question spéciale à ce sujet.

M. PAGLIARO (Italie) attire l'attention sur deux points : 1° la différence entre les recherches sur modèles et les essais sur barrages réels : l'étude des modèles ne peut que donner une idée de la perméabilité de la terre, mais ne peut fournir aucun renseignement sur l'infiltration, et encore l'expérience personnelle de l'orateur lui prouve que la valeur de coefficient de perméabilité ne peut pas être tirée uniquement des modèles, mais d'essais directs sur les barrages existants; il faut toujours indiquer exactement les conditions d'après lesquelles on a évalué ce coefficient en faisant la part de la théorie et de l'expérience.

2° — L'écoulement des eaux sous le barrage : il peut être très dangereux d'admettre cet écoulement; la réglementation italienne ne le permet pas et prescrit que dans tous les cas la couche imperméable soit reliée au noyau central.

M. BECKMAN (Indes Néerlandaises) appelle l'attention sur le rapport de M. de Vos, qui constitue une étude complète de la question des lignes d'infiltration, lignes de courant et lignes de potentiel. Les résultats obtenus par M. de Vos sont exactement conformes à ceux réalisés dans un modèle à échelle réduite. M. Beckman signale sa propre expérience à propos de la construction d'un barrage en terre extrêmement fine et expose au tableau un procédé graphique simple pour tracer la courbe de saturation. Il signale que le palmier « aren », qui ne pourrait pas, fournit un excellent revêtement pour les drains en pierres cassées.

M. SEIFERT (Allemagne) fait remarquer que les notions « d'eau souterraine » et de « courbe d'infiltration » ne signifient rien quand il s'agit de terres très liantes (glaise et argile); dans les terres à grains très fins, l'eau, en raison de sa grande tension superficielle, ne peut pas monter dans le tube d'observation et cependant elle existe en forte proportion (35 % dans une terre argileuse, 85 % dans de la boue calcaire); les conditions limites de la sortie de l'eau dans le tube ne sont pas encore exactement déterminées.

M. BECKMAN fait remarquer que, d'après l'expérience personnelle tirée du barrage qu'il a construit lui-même et qu'il a cité, il ne partage pas l'opinion de M. Seifert. Ce n'est que lorsque l'eau de pluie

intervient (eau de capillarité) que celle-ci fait varier la hauteur de l'eau dans les tubes.

M. GRUNER (Suisse) appuie la proposition de M. Rehbock : Etudier les causes pouvant produire des renards et les moyens de les éviter. M. Rehbock explique l'intérêt de sa proposition et M. Smrcek l'appuie.

M. LE ROUX constate que les théories qu'on a établies touchant la circulation de l'eau d'infiltration dans les barrages en terre sont confirmées par les essais sur modèles réduits en laboratoire, et par les observations faites sur certains barrages exécutés. Mais il remarque que, pour ces derniers, il semble qu'on ait pu précisément réaliser les conditions particulièrement simples dans lesquelles on se place pour les essais de laboratoire. Il estime que cela est exceptionnel et il voudrait que l'on fit des observations nombreuses sur des barrages existants, exécutés dans les conditions très variées qu'impose la nature et que, tout en poursuivant les essais de laboratoire, l'on cherche à confronter ainsi les théories, déduites de tels essais et confirmées par eux, avec les observations directes sur la nature.

M. SMRCEK dit qu'on possède déjà en Tchécoslovaquie une documentation assez importante sur cette question.

M. REHBOCK émet l'avis que la proposition de M. Le Roux s'appliquera avec avantage aux barrages récents, mais ne donnera que des données fort incertaines si l'on s'adresse à des barrages anciens dont on ignore les conditions premières de construction.

M. SCIMEMI (Italie) exprime des doutes sur les observations que l'on pourra faire sur les barrages anciens, car ces barrages ne contiennent aucun des appareils intérieurs nécessaires pour connaître la constitution ou le mélange des terres, les pressions, les températures, etc... Mais ces observations pourront être très intéressantes sur les barrages modernes qui contiennent ces dispositifs.

M. SCIMEMI est d'avis qu'il faudrait demander à tous les Comités Nationaux d'envoyer le résultat de ces observations faites sur les barrages modernes : on réunirait d'autre part les résultats obtenus par les expériences de laboratoire et on pourrait ainsi, au prochain Congrès, présenter une comparaison utile. M. Scimemi estime qu'il serait utile de faire une adjonction dans ce sens à la proposition Rehbock.

M. BECKMAN objecte que si chacun procède à ces recherches par le procédé qu'il juge le meilleur, on aura des résultats qu'il sera impossible de comparer.

M. MERRILL appuie cette opinion et insiste pour que la Commission des Grands Barrages établisse la technique des recherches.

M. FELLENIUS pense qu'en l'état actuel de la technique des constructions hydrauliques, il n'est pas possible d'établir actuellement cette standardisation : cette mission pourrait être confiée à la Commission des Recherches Hydrauliques, dont on étudie la création.

On procède à la nomination de la Commission de rédaction des conclusions de la question 2 b.

SEANCE DU 6 JUILLET A TROLLHAETTAN

(15 h. — 16 h. 30)

M. SMRCEK lit le texte proposé par la Commission de rédaction pour les Conclusions de la question 2 b, et ensuite les textes des propositions Rehbock et Le Roux.

M. PAGLIARO insiste sur l'intérêt qu'il y aurait à signaler que la prédominance doit être accordée aux expériences et observations sur les barrages existants.

M. SMRCEK donne quelques explications complémentaires sur les essais sur modèles, sur le cheminement de courant à travers la digue sous l'action de la pesanteur, du frottement et de la capillarité, dans les modèles aussi bien que dans la nature. Il explique le phénomène intéressant qui se produit le long des cours d'eau où la courbe d'infiltration continue à monter alors que la crue est passée depuis longtemps.

M. PAGLIARO explique à nouveau qu'il a voulu dire simplement que les modèles ne reproduisent pas toujours les conditions réelles et qu'il en a un exemple dans la manière de se comporter d'un barrage italien.

M. LE ROUX constate que tout ce qui vient d'être dit ne fait qu'appuyer sa proposition, qui a été arrêtée en commission.

M. LE PRÉSIDENT met aux voix les conclusions sur la question 2 b, et les propositions Rehbock et Le Roux, qui sont adoptées à l'unanimité.

Les Conclusions adoptées par le Congrès ont été approuvées et rendues exécutoires par la Réunion Exécutive de la Commission siégeant le même jour à Trollhättan.

SESSION HELD JULY 1st 1933 at STOCKHOLM

(9 a.m. to 11.40 a.m.)

The Chairman (M. GILBOY - U.S.) called upon the General Reporter, M. ŠMACEK (Czechoslovakia) to speak.

Mr. ŠMACEK explained that at the request of the Central Office of the Commission, he was replacing the General Reporter who had prepared the paper, Mr. de Vos (Dutch Indies). — He read an abstract of the General Report paper and its conclusions.

Mr. REMBOCK spoke of research work carried out since 1902 at the Karlsruhe Laboratory for Hydraulic Construction, on the seepage of water through models of dams made of permeable materials, arranged between parallel glass walls; by means of photography, they enabled current lines and their speeds to be reckoned, and consequently the quantities of water seepage could be determined. From this the deduction was drawn that the destruction of the work by water seepage could be avoided by installing a drainage device capable of preventing the subterranean water level from reaching the external surface of the dam.

Mr. REMBOCK also described research work carried out in the same laboratory on the flow of water under reservoir-dams which had enabled the phenomena of water flow through uniform layers of earth to be clearly elucidated. He explained how the theoretical reckoning of the current lines was made, flowing speeds and pressure conditions under a dam, and said that Mr. Hoffmann, at Karlsruhe, had introduced a process of accurate calculation of these elements based on the potential theory: the results of these calculations absolutely agreed with the experimental results obtained in the laboratory.

These researches, of which the abstract is accompanied by photographs, are of great importance because they enable an explanation of the phenomena known as « renards » (pipings) to be given, which have frequently helped to destroy dams.

Owing to the importance of processes which might permit of « renards » being done away with, Mr. Rehbock proposed to place a

special question on this subject on the programme of the next Congress for Large Dams.

Mr. PAGLIARO (Italy) drew attention to two points : 1° the difference between research work on models and tests on actual dams : the study of models can give only some idea of the permeability of the earth, but cannot supply any information with regard to seepage, and the personal experience of the speaker had proved to him that the permeability coefficient value cannot be solely secured from models, but direct tests on existing dams: the exact conditions should always be stated regarding the manner in which this coefficient had been reckoned, by showing which was theory and which was practice.

2° — The flow of water under the dam : it may be very dangerous to admit this flow; Italian regulations do not permit it and insist that in every case the impermeable layer be connected with the central core.

Mr. BECKMAN (Dutch Indies) drew attention to Mr. de Vos's paper, which constituted a complete study of question of seepage, current and potential lines. The results obtained by Mr. de Vos were in complete accordance with those obtained on a reduced scale model. Mr. Beckman mentioned his own experience in connection with a dam made of extremely fine earth, and demonstrated on the blackboard a simple graph process for tracing the saturation curve. He stated that the « aren » palm, which does not rot, supplies an excellent revetment for crushed stone drains.

Mr. SEIFERT (Germany) remarked that the ideas of « subterranean water » and « seepage curve » meant nothing in the case of very binding earths (loam and clay); in finely grained earths, the water, owing to its great surface tension, cannot rise in the observation tube, although it is present in a large proportion (35 % in clay soil, 85 % in calcareous mud); the limit conditions of the exit of water in the tube have not yet been exactly determined.

Mr. BECKMAN stated that from personal experience gained from a dam which he had constructed himself and already mentioned, he was not of Mr. Seifert's opinion. It is only when rain water (capillary water) intervenes, that the latter causes a variation in the height of the water in the tubes.

Mr. GRUNER (Switzerland) supported Mr. Rehbock's proposal to

study the causes capable of producing « renards » and means for avoiding them. Mr. Rehbock explained the interest of his proposal and Mr. Smrcek supported it.

M. LE ROUX showed that the theories set up with regard to the circulation of seepage water in earth dams are confirmed by tests on reduced size models in the laboratory, and by observations made on certain dams built. But he mentioned that, with regard to the latter, it seemed that it would have been possible to obtain particularly simple conditions in which one is placed for laboratory tests. He thought that this was an exception and would like to see a number of observations made on existing dams, carried out under very varying conditions such as are found in nature and which, whilst still continuing with laboratory tests, could be compared with theories deduced from such tests and confirmed by them, with direction observations from nature.

Mr. SMRCEK said that a somewhat important data already existed in Czechoslovakia on this question.

Mr. REHBOCK expressed the opinion that Mr. Le Roux's proposal could be applied to advantage in connection with recent dams, but would only afford very uncertain data if used for old dams whose original construction conditions were unknown.

Mr. SCIMEMI (Italy) expressed his doubts with regard to observations that might be made on old dams, as these dams contain no internal appliances for ascertaining the constitution of the mixture of the earths, the pressures, temperatures, etc... But these observations could be very interesting when made on modern dams containing these devices.

Mr. SCIMEMI thought that all the National Committees should be asked to send the result of these observations made on modern dams : on the other hand, the results obtained by laboratory experiments could be collected, and in this way useful comparisons could be presented at the next Congress. Mr. Scimemi thought that it would be advisable to make an addition to the Rehbock proposal along these lines.

Mr. BECKMAN objected that if everyone carried out researches by the process that they deemed the best, one would have results that would be impossible of comparison.

Mr. MERRILL supported this opinion and insisted that the Commission for Large Dams should draw up the research technique.

Mr. FELLENIUS thought that with the present state of hydraulic construction technique, it would not be possible to establish this standardization at the present time : this mission could be entrusted to the Hydraulic Research Commission, which is in course of formation.

The Commission for drawing up the conclusions of Question 2*b* was then nominated.

SESSION HELD JULY 6th at TROLLHÄTTAN
(3 p.m. to 4.30 p.m.)

Mr. SMRCEK read the text proposed by the Drafting Commission for the conclusions of Question 2*b*, and then the texts of Messrs Rehbock and Le Roux's proposals.

Mr. PAGLIARO insisted on the interest that there would be in giving predominance to experiments and observations on existing dams.

Mr. SMRCEK gave some additional explanations concerning tests on models, on the progress of the current through the dike under the action of gravitation, friction and capillarity, in models as well as in nature. He explained the interesting phenomenon which takes place along a watercourse where the seepage curve continues to rise when the flood has ceased for some considerable time.

Mr. PAGLIARO again explained that he only wished to say that models do not always reproduce actual conditions and that he had an example in the way in which an Italian dam acted.

Mr. LE ROUX showed that all that had been said only supported his proposal, which had been arrived at during a Commission.

The CHAIRMAN put the conclusions on Question 2*b* and Messrs. Rehbock and Le Roux's proposals, to the vote.

Carried unanimously.

The conclusions passed by the Congress have been approved and made executory by the Executive Meeting of the Commission held on the same day at Trollhättan.

SITZUNG AM 1. JULI 1933 IN STOCKHOLM

(von 9 Uhr bis 11.40 Uhr.)

Der Vorsitzende (Herr GILBOY-Vereinigte Staaten) erteilt das Wort dem Generalberichtersteller, Herrn SMRCEK (Tschechoslowakei).

Herr SMRCEK erklärt, dass er auf Wunsch des Ständigen Büros für Herrn de Vos (Niederl. Indien), der den Generalbericht abgefasst hat, dessen Posten eines Generalberichterstellers übernommen hat. Er verliest eine Zusammenfassung des Generalberichts und seiner Schlussfolgerungen.

Professor REUBOCK sprach über seine seit dem Jahre 1902 in dem Flussbaulaboratorium in Karlsruhe ausgeführten Versuche über das Durchsickern von Wasser durch Dämme aus durchlässigen Baustoffen (Sand), die zwischen parallele Spiegelglaswände eingebaut waren und die photographische Aufnahme der Stromlinien und Strömungsgeschwindigkeiten und damit die Bestimmung der Durchflussmengen ermöglichten. Er stellt fest, dass ein Damm aus durchlässigen Material sicher vor der Zerstörung durch durchsickerndes Wasser geschützt werden kann, wenn er eine Entwässerung erhält, die genügend leistungsfähig ist, um das Ansteigen des Grundwasserspiegels bis zur luftseitigen Dammoberfläche zu verhindern.

Der Redner schilderte ferner die Versuche, die über den Abfluss von Wasser unter Wehren mit Spundwänden angestellt wurden und völlige Klarheit über die Abflussverhältnisse bei gleichmässigen Bodengemengen lieferten. Er ging dann auf die theoretische Berechnung der Stromlinien, Abflussgeschwindigkeiten und Druckverhältnisse unter einem Wehr ein, dessen Unterbau eine oder zwei Spundwände besitzt. Für solche Verhältnisse hat Regierungsbaumeister Hoffmann in Karlsruhe ein mathematisch exaktes Berechnungsverfahren mit Hilfe der Potentialtheorie abgeleitet, dessen Zuverlässigkeit aus der genauen Uebereinstimmung der Berechnungen mit den Ergebnissen von Versuchen im Karlsruher Flussbaulaboratorium hervorgeht.

Diese Untersuchungen, die durch Lichtbilder erläutert wurden, besitzen erhebliche Bedeutung, weil sie geeignet sind, die beim

Grundbruch auftretenden Erscheinungen zu klären, die schon häufig zur Zerstörung von Wehren geführt haben.

Wegen der grossen Wichtigkeit der Mittel, die zur Verhütung eines Grundbruches geeignet sind, befragt Prof. Rehbock die Frage :

«Durch welche Mittel kann die Gefährdung von Wehren und «Talsperren durch Grundbruch am wirksamsten bekämpft werden?» auf die Tagesordnung des zweiten internationalen Talsperrenkongresses zu setzen.

Herr PAGLIARO (Italien) verweist auf folgende zwei Punkte :

1. Auf den Unterschied zwischen Versuchen an Modellen und Versuchen an wirklichen Talsperren. Das Studium an Modellen kann nur einen Begriff von der Durchlässigkeit des Erdmaterials geben, nicht aber Auskünfte über die Durchsickerung; auch beweise ihm die persönliche Erfahrung des Redners, dass der Wert des Durchlässigkeitskoeffizienten nicht einzig und allein aus Modellversuchen, sondern aus Versuchen an bestehenden Talsperren ermittelt werden kann. Auch müsse man stets genau die Bedingungen mitteilen, unter denen man den Koeffizienten ermittelt hat, unter Bezeichnung des Anteils, den dabei Theorie und praktischer Versuch gehabt haben.

2. Auf die Strömung der Gewässer unter der Talsperre. Es kann sehr gefährlich werden, solche Strömungen zuzulassen. Die italienischen Vorschriften gestatten sie nicht und bestimmen, dass auf alle Fälle die undurchlässige Schicht mit dem Mittelkern verbunden sein muss.

Herr BECKMAN (Niederl. Indien) verweist auf den Bericht von Herrn de Vos, der eine eingehende Studie der Frage der Sickerlinien, der Strömungslinien und der Potentiallinien darstellt. Die von Herrn de Vos erzielten Resultate stimmen genau mit denen überein, die man bei Versuchen am Modell verkleinerten Masstabes erzielte. Herr Beckman beschreibt seine eigenen Erfahrungen beim Bau eines Dammes aus äusserst feiner Erde, und führt dabei ein einfaches graphisches Verfahren vor zur Aufzeichnung der Sättigungskurve. Er weist darauf hin, dass die Palmholzart «Aren», welche nicht fault, ein ausgezeichnetes Verkleidungsmaterial für die Abzugskanäle aus Bruchsteinen liefert.

Herr SEIFERT erklärt dass aus den Versuchen, die Herr Geheimrat Rehbock hier vorgeführt hat, sieht man die ausgezeichnete Ueber-

einstimmung der theoretisch-mathematischen Berechnung mit den Modellversuchen. Die Uebereinstimmung hat aber eine gewisse Grenze, die von der Bindigkeit des Bodens, also von der Feinheit der Körner abhängt. Bei Lehm und Ton gibt es von einer bestimmten Bindigkeit an überhaupt keine eigentliche Sickerlinie mehr und trotz ausserordentlich hohen Wassergehaltes kein eigentliches Grundwasser das in Beobachtungsrohren sichtbar wird. Der Redner hat einen Fall im Gedächtnis, wo ein Lehmdamm an der Aussenböschung etwa 35 % Wasser enthält. In den Grundwasserbeobachtungsrohren aber zeigt sich teils gar kein Wasser, teils erst nach langer Zeit; Rohre, die in nur 50 cm Abstand stehen, zeigen ganz verschiedenes Verhalten; die Sickerlinien, die man aus eng benachbarten Reihen von Beobachtungsrohren etwa ableiten wollte, weichen um Meterbeträge voneinander ab. Solch dichte Lehmböden lassen vermöge der Oberflächenspannung des Wassers gegen Luft das Wasser in das Rohr nicht austreten.

In einem andern Falle ist eine 40 Jahre alte Kalkablagerung von 18 m Höhe, die aus einem Fabrikationsbetriebe stammt, unter Bruch des begrenzenden Lehmdammes plötzlich ausgebrochen; etwa 200.000 cbm haben dabei die Saale bei Bernburg abgesperrt. Der Kalkschlamm enthält 85 Volumenprozent Wasser; trotzdem steht der verbliebene Rest in dem Ablagerungsbecken in bis zu 15 m hohen, fast senkrechten Wänden und Türmen. Auch in diesem Falle wird der Begriff Grundwasser, das man im Rohr messen kann, hinfällig. Wo die Grenze liegt, bei der das sichtbare Wasser in einer Sickerlinie auftritt oder wo die Festhaltekraft des Bodens, also die Oberflächenspannung den Austritt in das Beobachtungsrohr verhindert, das wissen wir vorläufig noch nicht. Für die Beurteilung der Standfestigkeit von Böschungen führt diese Unsicherheit leicht irre.

Herr BECKMAN macht darauf aufmerksam, dass nach seinen persönlichen Erfahrungen, die er beim Bau der auch von ihm hier erwähnten Talsperre gesammelt hat, er nicht die Meinung von Herrn Seifert teilen kann. Es ist nur der Eintritt des Regenwassers (Kapillarwasser), welcher den Wasserstand in den Röhren verändert.

Herr GRUNER (Schweiz) unterstützt den Vorschlag von Herrn Rehbock, die Ursachen, die zur Bildung von Durchsickerungen in Spalten oder Ritzen führen, sowie die Mittel zu ihrer Vermeidung zu erforschen. Herr Rehbock betont nochmals den Nutzen seines Vorschlages, worin ihn Herr Smreck unterstützt.

Herr LE ROUX stellt fest, dass die aufgestellten Theorien über den Umlauf des Sickerwassers in den Erddämmen durch Laboratoriumsversuche an verkleinerten Modellen und durch Beobachtungen an gewissen ausgeführten Talsperren bestätigt worden sind. Es scheint ihm aber, dass man bei den letzteren genau dieselben, besonders einfachen Bedingungen verwirklichen konnte, denen man bei Laboratoriumsversuchen gegenübersteht. Er hält dies für eine Ausnahme und wünscht, dass zahlreiche Versuche an bestehenden Talsperren, und zwar unter sehr verschiedenen, von der Natur vorgeschriebenen Bedingungen durchgeführt würden, und dass, unter gleichzeitiger Weiterverfolgung der Laboratoriumsversuche, man die aus den letzteren abgeleiteten theoretischen Ergebnisse mit den in der Natur gemachten Beobachtungen vergleicht.

Herr SMRČEK weist darauf hin, dass man in der Tschechoslowakei bereits über ziemlich wichtige Unterlagen über diese Frage verfügt.

Herr REHBOCK äussert sich dahin, dass der Vorschlag von Herrn Le Roux sich mit Vorteil auf neuere Talsperren anwenden lassen wird; er wird jedoch nur sehr ungenaue Angaben zeitigen bei älteren Talsperren, deren ursprüngliche Baubedingungen man nicht kennt.

Herr SCIMEMI (Italien) äussert Zweifel über den Wert von Beobachtungen an älteren Talsperren, denn solche Talsperren enthalten keine Innenapparaturen, wie sie zur Feststellung der Beschaffenheit oder Mischung der Erdsorten, der Drücke, der Temperaturverhältnisse usw. notwendig sind. Sehr interessant könnten solche Beobachtungen aber an modernen Talsperren sein, welche mit derartigen Einrichtungen versehen sind.

Herr SCIMEMI ist der Meinung, dass alle Nationalen Komitees aufgefordert werden müssten, Resultate derartiger Beobachtungen an Talsperren neuerer Bauart einzusenden. Diese Resultate könnte man mit den Ergebnissen der Laboratoriumsversuche verbinden und würde somit für den nächsten Kongress eine nutzbringende Gegenüberstellung haben. Herr Scimemi hält eine entsprechende Ergänzung des Antrages von Herrn Rehbock für angebracht.

Herr BECKMAN wendet ein, dass, wenn jeder diese Untersuchungen so vornimmt, wie er es für zweckmässig hält, man Ergebnisse erzielen wird, die zu vergleichen unmöglich wäre.

Herr MERRILL ist ebenfalls dieser Meinung und wünscht, dass

die Talsperren-Kommission die bei den Untersuchungen einzuschlagende Technik festlegt.

Herr FELLENIUS ist der Meinung, dass angesichts des gegenwärtigen Standes der Wasserbautechnik es nicht möglich sei, eine solche Vereinheitlichung einzuführen; diese Aufgabe müsste der Kommission für das wasserbauliche Versuchswesen übertragen werden, mit deren Gründung man sich befasst.

Man schreitet zur Ernennung des Redaktionsausschusses für die Beschlüsse der Frage 2b.

SITZUNG AM 6 JULI 1933 IN TROLLHÄTTAN
(von 15 Uhr bis 16.30 Uhr.)

Herr SMRCEK verliest den von der Kommission für die Beschlüsse der Frage 2b) vorgeschlagenen Text sowie die Texte der Anträge Rehbock und Le Roux.

Herr PAGLIARO betont dringend, wie wichtig es sei, darauf hinzuweisen, dass das Schwergewicht auf Erfahrungen und Beobachtungen an bestehenden Talsperren gelegt werden muss.

Herr SMRCEK gibt einige ergänzende Erklärungen über Modellversuche bezüglich des Wanderns der Strömung durch die Talsperre unter der Einwirkung des Gewichts, der Reibung und der Kapillarität, vorgenommen sowohl an Modellen wie auch in der Natur. Er erläutert die interessante Erscheinung, die sich längs den Wasserläufen zeigt, indem die Einsickerungskurve zu steigen fortfährt, nachdem die Hochwasserwelle längst vorbei ist.

Herr PAGLIARO erklärt aufs neue, dass er nur sagen wollte, dass die Modelle nicht immer die wirklichen Verhältnisse wiedergeben, und dass sich dies beispielsweise am Verhalten einer italienischen Talsperre zeigt.

Herr Le Roux stellt fest, dass alles bisher Gesagte seinen von der Kommission angenommenen Vorschlag nur unterstützen kann.

Der Vorsitzende lässt über die Beschlüsse der Frage 2b) und die Anträge Rehbock und Le Roux abstimmen, welche einstimmig angenommen werden.

Die vom Kongress vorgelegten Anträge sind genehmigt und in Kraft gesetzt worden durch die Ausschuss-Sitzung der Kommission, die am gleichen Tage in Trollhättan tagte.

ETUDE DES LOIS PHYSIQUES COMMANDANT L'INFILTRATION A TRAVERS UN BARRAGE EN TERRE ET LE SOL SOUS-JACENT

CONCLUSIONS

a) Lorsque l'écoulement se fait en parlant d'une masse d'eau ayant une surface libre, le calcul de cet écoulement se heurte encore à des difficultés, et même à des quasi-impossibilités lorsque le terrain d'infiltration est hétérogène.

b) Mais, en appliquant la théorie du potentiel, les problèmes les plus simples de l'écoulement de l'eau, et, en beaucoup de cas aussi, des problèmes plus compliqués, peuvent être étudiés. En pareil cas on peut utiliser des observations d'écoulement dans les digues, en vraie grandeur ou sur modèles à différentes échelles: ou encore la méthode électrique, étant entendu que le résultat sera représenté graphiquement et qu'on n'omettra pas la question de l'ascension de l'eau par capillarité.

c) Il est à souhaiter qu'un nombre aussi élevé que possible d'observations soient menées à bien et représentées graphiquement.

Motions additionnelles aux Conclusions

M. REIBOCK :

Il est désirable que la question suivante figure à l'ordre du jour d'un prochain Congrès : Quels sont les meilleurs procédés pour empêcher la formation des renards dans les barrages et digues ?

M. LE ROUX :

Il est désirable que, dans un prochain Congrès, soient apportés, en outre des résultats d'essais de laboratoire, des comptes-rendus d'observations faites sur les barrages en terre existants, récents ou anciens, touchant la circulation de l'eau d'infiltration dans le corps du barrage et dans le sol de fondation, et concernant notamment la détermination des lignes de saturation et des quantités d'eau traversant le barrage.

EXAMINATION OF THE PHYSICAL LAWS GOVERNING THE
INFILTRATION THROUGH AN EARTH DAM AND THE SUB-
JACENT SOIL.

CONCLUSIONS

a) When the leakage starts from a mass of water with a free surface, the computation of this leakage encounters difficulties and even becomes almost impossible when the infiltration formation is heterogeneous.

b) But, by applying the theory of the potential, it is possible to examine the simplest — and in many cases also, the most complicated — problems of water leakage. In such a case use may be made of the observations of leakage in embankments already existing, or on a model with different scales; or again, by means of the electric method, in which case the result should be shown by curves and the question of the ascension of the water by capillarity taken into consideration.

c) It is to be hoped that the greatest possible number of observations will be made and recorded by means of curves.

Additional mentions to the Resolutions of the Question 2 b)

Mr. REPBOCK :

It is desirable that the following question be included in the agenda of the next Congress : Which will be the best means to prevent piping on weirs and dams ?

Mr. LE ROUX :

It is desirable that at the next Congress there should be presented not only data of laboratory research, but also data of observations made on old as well as newly constructed earth dams. These data should relate both to infiltration of water in the body of the dam and in the foundation and especially to the determination of lines of saturation and the quantity of water passing through the dam.

ERFORSCHUNG DER PHYSIKALISCHEN GESETZE, NACH WELCHEN DIE DURCHSICKERUNG DES WASSERS DURCH EINE TALSPERRE ODER DURCH DEN UNTERGRUND STATTFINDET.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

a) Beim Abfluss mit freiem Wasserspiegel stösst die theoretische Berechnung des Wasserabflusses noch auf Schwierigkeiten und bei Ungleichförmigkeit des durchflossenen Bodens ist sie kaum möglich.

b) Unter Verwendung der Potentialtheorie können aber einfachere und in manchen Fällen auch verwickeltere Probleme des Wasserabflusses erforscht werden, wobei Gebrauch gemacht werden kann von Abfluss-Beobachtungen an Dämmen in der Natur oder in Modellen verschiedener Grösse und auch von der elektrischen Methode, wobei das Ergebnis Zeichnerisch niedergelegt werden sollte. Dabei darf die Frage der kapillaren Hebung des Wassers nicht übersehen werden.

c) Es ist erwünscht, dass eine möglichst grosse Zahl von Beobachtungen durchgeführt und graphisch ausgearbeitet wird.

Zusätzliche Anträge dem Beschluss 2 b)

M. REHBOCK :

Es ist wünschenswert dass die folgende Frage an der Tagesordnung eines nächstens Kongress vorgestellt werde : Durch welche Mittel kann die Gefährdung von Wehren und Talsperren durch Grundbruch bekämpft werden ?

M. LE ROUX :

Es ist wünschenswert am nächsten Kongress Versuchsergebnisse über Beobachtungen mitzuteilen, die sich auf bestehende, alte und neue Dämme beziehen und zwar hinsichtlich der Bewegung des Wassers im Dammkörper sowie im Untergrunde. Diese Untersuchungen mögen vor allem die Sickerlinie und die Durchflussmenge behandeln.

TABLE DES MATIÈRES

QUESTION 2 b)

ETUDE DES LOIS PHYSIQUES COMMANDANT L'INFILTRATION DE L'EAU A TRAVERS LES BARRAGES EN TERRE ET LE SOL SOUS-JACENT

Rapports :	
N ^o	page
30. — MM. KOERNER (Allemagne)	5
31. — SCHAFFERNAK (Autriche)	43
32. — DE VOS (Indes Néerlandaises)	63
33. — SHIN ICHIRO KAMBARA et SHISUWO ABE (Japon)	113
34. — FIEDLER (Tchécoslovaquie)	139
35. — SMRCEK (Tchécoslovaquie)	161
36. — PAVLOVSKY (U.R.S.S.) (Mouvements de l'eau sous les barrages)	179
37. — PAVLOVSKY et DAVIDENKOV (U.R.S.S.)	193
39. — TERSMEDEN (Suède). (Les digues en terre le long du Canal Göta)	209
45. — VREEDENBURGH et STEVENS (Indes Néerlandaises). (Etude élec- trodynamique des courants potentiels dans les courants liquides, appliquée en particulier aux courants de l'eau souterraine)	217
46. — GILBOY (Etats-Unis d'Amérique). (Barrages à remplissage hy- draulique)	231
Rapport Général. M. DE VOS (Indes Néerlandaises) :	
Texte allemand	269
Texte anglais	303
Texte français	331
N ^o 33. — M. SHIN ICHIRO KAMBARA (supplément)	361
<i>Compte rendu in-extenso de la Discussion :</i>	
Réunion technique du 1 ^{er} juillet 1933, à Stockholm	365
Réunion technique du 6 juillet 1933, à Trollhättan	390
Résumé de la discussion :	
Texte français	398
Texte anglais	403
Texte allemand	407
Conclusions :	
Texte français	412
Texte anglais	413
Texte allemand	414

TABLE OF CONTENTS

QUESTION 2 b)

STUDY OF PHYSICAL LAWS GOVERNING INFILTRATION OF WATER THROUGH THE DAM AND THE SUBJACENT SOIL

	page
N. 30. MM. KOERNER (Germany)	5
31. SCHAFFERNAK (Austria)	43
32. DE VOS (Dutch East Indies)	63
33. SHIN ICHIRO KAMBARA and SHISUWO ABE (Japan)	113
34. FIEDLER (Czechoslovakia)	139
35. SMRCEK (Czechoslovakia)	161
36. PAVLOVSKY (U.R.S.S.). (Motion of water under dams)	179
37. PAVLOVSKY and DAVIDENKOV (U.R.S.S.)	193
39. TERSMEDEN (Sweden). (The earth embankments along the Göta Canal)	209
45. VREEDENBURGH and STEVENS (Dutch East Indies). (Electrodynamical study of the potential waterflows for practical application to the twodimensional undergroundwaterflows)	217
46. GILBOY (United States of America). (Hydraulic fill dams).....	231
General Report. M. DE VOS (Dutch East Indies) :	
German text	269
English text	303
French text	331
N. 33. M. SHIN ICHIRO KAMBARA (supplement)	361
Minutes of the meetings :	
July 1st 1933, at Stockholm	365
July 6th 1933, at Trollhättan	390
Abstract of the discussion :	
French text	398
English text	403
German text	407
Conclusions :	
French text	412
English text	413
German text	414

INHALTSVERZEICHNISS

FRAGE 2 b)

ERFORSCHUNG DER PHYSIKALISCHEN GESETZE, NACH WELCHEN DIE DURCHSICKERUNG DES WASSERS DURCH EINE TALSPERRE ODER DURCH DEN UNTERGRUND STATTFINDET.

	Seite
N. 30 KOERNER (Deutschland)	5
31 SCHAFFERNAK (Oesterreich)	43
32 DE VOS (Niederländisch-Indien)	63
33 SHIN ICHIRO KAMBARA und SHISUWO ABE (Japan)	113
34 FIEDLER (Tschechoslovakei)	139
35 SMRCEK (Tschechoslovakei)	161
36 PAVLOVSKY (Russland). (Bewegungen des Wassers unter den Talsperren)	179
37 PAVLOVSKY und DAVIDENKOV (Russland)	193
39 TERSMEDEN (Schweden). (Die Deiche am Göta-Kanal)	209
45 VREEDENBURGH und STEVENS (Niederländisch-Indien). (Electrodynamische Untersuchung von Potentialströmungen in Flüssigkeiten ins besondere angewendet auf ebene Grundwasserströmungen)	217
46 GILBOY (Amerika). (Hydraulische gespülte Dämme)	231
General Bericht. DE VOS, Niederländisch-Indien) :	
Deutsche Auffassung	269
Englische	303
Französische	331
N. 33 SHIN ICHIRO KAMBARA (Nachtrag)	361
Ausführliche Besprechung :	
Sitzung am 1 Juli 1933 in Stockholm	365
Sitzung am 6 Juli 1933 in Trollhättan	390
Zusammenfassung :	
Französische Auffassung	398
Englische Auffassung	403
Deutsche Auffassung	407
Schlussfolgerungen :	
Französische Auffassung	412
Englische Auffassung	413
Deutsche Auffassung	414

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées  *Computerized Archives*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams –
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**