

Drei Lockergesteine und ihre techn. Probleme: hydraul. Grundbruch, Strukturstörung, Plastizität

Autor(en): **Haefeli, R. / Moos, A. v.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **111/112 (1938)**

Heft 11

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-49912>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

INHALT: Drei Lockergesteine und ihre technischen Probleme. — Von der optischen Zugbeeinflussung. — Das Appartementhaus «Muralto» in Zürich. — Mitteilungen: Die Generalversammlung der G. E. P. Staubfreie Bergstrassen. Neue amerikanische Mallet-Gelenklokomotiven. Der 6. Bausparkassen-Weltkongress. Das Lehrgerüst der neuen SBB-Aarebrücke in Bern. Das Lehrgerüst der Krüzernbrücke bei St. Gallen. Hoch-

druckpumpen mit hoher Drehzahl. Deutsche Akademie für Bauforschung. 16. Betonkonstruktionskurs in Luzern. Neue Kerenzerbergstrasse. Gewerbemuseum Basel. Schweizer Landesausstellung 1939. — Nekrologe: Carl Stäpfer. — Wettbewerbe: Turnhalle der Schulgemeinde Schüpfen. Kantonsspital Lausanne, Anatomie und Kapelle. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine.

Band 112

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 11

Drei Lockergesteine und ihre techn. Probleme: Hydraul. Grundbruch, Strukturstörung, Plastizität

Von Ing. R. HAEPFELI und Dr. geol. A. v. MOOS, Institut für Erdbauforschung an der E. T. H., Zürich

I. Einleitung

Die meisten erdbaumechanischen Vorgänge, die dem Ingenieur bautechnische Schwierigkeiten bereiten, treten bei bestimmten geologischen Formationen besonders klar in Erscheinung. Um dies zu illustrieren, werden nachstehend drei feinkörnige Lockergesteine gegensätzlicher Natur, von denen zwei als Baugrund schweizerischer Städte vorkommen, während das dritte als Dichtungskern eines Erdämmkes Verwendung fand, vom geologischen und physikalischen Gesichtspunkt aus betrachtet.

Material: *Erdbaumechanisches Problem:*

1. Schlamm sand (Wollishofen-Zh.): Hydraul. Grundbruch
2. Seekreide (Alpenquai, Zürich): Strukturstörungen
3. Gehängeton (Bannalp, Kt. Nidw.): Plastische Verformungen

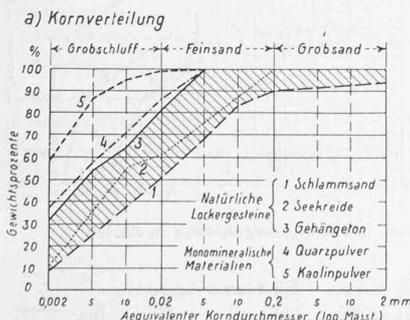
Die Reihenfolge wird so gewählt, dass wir vom gröberen Material zum feineren fortschreiten. Um andererseits zu betonen, dass nicht allein die Feinheit des Materials, sondern vor allem auch dessen *Petrographie, Kornform* u. a. m. für seine mechanischen Eigenschaften von Bedeutung sind, werden zwei feinkörnige, nahezu monomineralische Materialien zum Vergleich herangezogen. Als das eine wählen wir Quarzpulver von Dörentrup bei Hannover, Mahlung 12, also ein extrem unplastisches Material, während das andere, Kaolinpulver von Zettlitz, Tschechoslowakei, sich durch eine relativ hohe Plastizität auszeichnet.

II. Vergleichende Untersuchungen und geologische Entstehung Vergleichende Untersuchungen

Aus der vergleichenden Zusammenstellung einiger bodenphysikalischer Eigenschaften der oben erwähnten fünf Materialien, nach Abb. 1, geht folgendes hervor:

Sämtliche Materialien bestehen zu mehr als 50% aus Schluff. Der Anteil der Fraktion feiner als 0,002 mm schwankt zwischen 8 und 59%. Je grösser die Plastizitätszahl, um so höher ist auch die Zusammendrückbarkeit des Materials, die durch die Zusammendrückungszahl *Δe* charakterisiert wird [21]¹⁾. Dieser letztgenannte Wert variiert zwischen 1% (beim Quarzpulver) bis zu 6,8% (beim Gehängeton). Die Seekreide steht hinsichtlich Plastizität und Zusammendrückbarkeit zwischen dem Schlamm sand und dem Gehängeton. Die Scherfestigkeit für $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$, die zahlenmässig mit dem Beiwert der scheinbaren innern Reibung identisch ist, schwankt zwischen 0,42 beim Kaolinpulver und 1,41 beim Quarzpulver, also im Verhältnis von über 1:3. Die hohe Scherfestigkeit des Quarzpulvers ist hauptsächlich durch den starken Gefügewiderstand dieses, aus splittigen, scharfkantigen Teilchen bestehenden Materials zu erklären. Von den drei natürlichen Lockergesteinen, die hier zunächst nur im gestörten Zustand untersucht wurden, besitzt die Seekreide die höchste Scherfestigkeit. Die Wasserdurchlässigkeit, die sich der Grössenordnung nach zwischen 10^{-6} und 10^{-8} cm/sec bewegt, ist ebenfalls bei der Seekreide am grössten, beim Gehängeton am kleinsten. Das

rigen, scharfkantigen Teilchen bestehenden Materials zu erklären. Von den drei natürlichen Lockergesteinen, die hier zunächst nur im gestörten Zustand untersucht wurden, besitzt die Seekreide die höchste Scherfestigkeit. Die Wasserdurchlässigkeit, die sich der Grössenordnung nach zwischen 10^{-6} und 10^{-8} cm/sec bewegt, ist ebenfalls bei der Seekreide am grössten, beim Gehängeton am kleinsten. Das



b) Zusammenstellung wichtiger Eigenschaften

Material Nr.	1	2	3	4	5
Fraktion feiner als 2μ	8,0	11,9	31,5	35,3	59,0
Plastizitätszahl	3,4	9,3	41,9	0	27,7
Porenziffer für $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$	0,40	0,92	1,16	0,76	0,96
Zusammendrückzahl Δe	1,5	2,5	6,8	1,0	5,6
Krit. Schersp. für $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$; σ_1 , kg/cm^2	0,44	0,52	0,38	1,20	0,31
Scherfestigk. $\sigma = 1$; $\sigma = 5$	0,68	0,74	0,55	1,41	0,42
Durchläss. ziffer k_{10}	$2,9 \cdot 10^{-8}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$7,10 \cdot 10^{-8}$	$2,2 \cdot 10^{-8}$

Abb. 1. Vergleich verschiedener Materialien (gestört)

¹⁾ Eckige Klammern verweisen auf das Literatur-Verzeichnis am Schluss des Aufsatzes.

Schrumpfdruckäquivalent, das ein Mass darstellt für die beim Austrocknen und Schwinden des Materials auftretenden Kapillarkräfte, wurde nur für die hochkohärenten Lockergesteine 3 und 5 zu 16, bzw. 22 kg/cm^2 ermittelt [21].

Geologische Entstehung

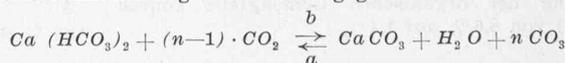
Schlamm sand. Als Schlamm sand (auch Schlemmsand) bezeichnet man namentlich in der Ostschweiz ein feinkörniges Lockergestein, das in trockenem Zustand zusammenbackt, zwischen den Fingern sich leicht zerdrücken lässt und sich rauh anfühlt.²⁾ Es saugt begierig Wasser auf, wodurch eine knetbare, wenig plastische Masse entsteht, die bei weiterer Wasseraufnahme zerfliesst. Streng granulometrisch, etwa nach Niggli, fällt das Material in den Bereich von Silt, event. Grobschluff, und besitzt einen Plastizitätsbereich nach Atterberg (Flie遶grenze minus Ausrollgrenze), der kleiner als 5 bis 8% ist. Die hier untersuchte Probe wies eine Flie遶grenze von 20,4%, eine Ausrollgrenze von 15,0% und einen Plastizitätsbereich von 5,4% auf.

Charakteristisch, und allgemein für die geringe Kohärenz massgebend, ist das Zurücktreten der Kornanteile kleiner als 0,002 mm; dieser sog. Schlammanteil nach Niggli [1] beträgt hier 8%. Die petrographische Zusammensetzung wechselt je nach dem Einzugsgebiet [2, Tab. 1]. Wesentlich ist die Morphologie der Einzelteilchen; vermutlich zeigen blätterige Mineralien (Glimmer) stärkere Disposition zu Grundbrucherscheinungen als isometrische, wobei auch die Orientierung der Blättchen zur Strömungsrichtung eine Rolle spielen dürfte.

Schlamm sand oder Silt bildet sich in unseren Gebieten hauptsächlich durch Ablagerung aus dem fliessenden Wasser, sei es als Flussanschwemmung, als Deltabildung, oder wie im vorliegenden Falle der Unterführung Wollishofen, als moränen-nahe Ausschwemmung.

Seekreide. Die Seekreide, die in feuchtem Zustand normalerweise als grauweisse, kohärente, schmierige Masse mit tierischen Schalenresten und Pflanzenteilchen vermischt (siehe Abb. 3, eigentliches Ufergebiet usw.), seltener durch Ueberzug von Sand und Kies als fast inkohärentes, weisses Material (Abb. 3, Limmatgebiet nördlich Münsterbrücke) auftritt, erweist sich unter dem Mikroskop als eine Agglomeration von Kalzitmineralien + Schalenresten + organischen Resten, wozu noch untergeordnet Quarz, Hornstein, Feldspäte, Glimmer hinzutreten. Die röntgenographische Untersuchung bestätigt das fast ausschliessliche Vorkommen von Kalzit auch in der Schlammfraktion (kleiner 0,002 mm) und endlich zeigt die chemische Untersuchung, dass meist 70 bis 90% Kalk neben 2 bis 5% organischen Gemengteilen auftreten [3].

Eine solche Häufung von festen Kalkteilchen kann einerseits durch mechanischen Absatz und Anreicherung detritischer (zugeführter) Karbonatteilchen entstehen oder aber auf chemische Ausscheidung zurückgehen. Die feineren Komponenten der Moränen, der Schotter, der alten Seeablagerungen um den Zürichsee herum, die eingeschwemmt werden können, enthalten 40 bis 50% Karbonate, während die Molasseablagerungen nur 20 bis 30% enthalten; der Rest setzt sich in beiden Fällen aus Quarz, Hornstein, Feldspäten, Glimmern und Tonmineralien zusammen. Da eine selektive Auflösung von Silikaten neben Karbonaten in unseren Klimaten nicht bekannt ist, kann die chemische Ausfällung allein solche Anreicherungen hervorbringen, wobei vereinfacht folgende Gleichung gilt:



Kalziumbikarbonat + Kohlensäure = Kalk + Wasser + Kohlensäure

Dieses Gleichgewicht ist abhängig von Temperatur, Kohlendruck, *pH*, in Lösung befindlichem $CaCO_3$. Erwärmung des Wassers, Verdunstung, können Ausscheidungen von Kalk bewirken (Vorg. b). Pflanzen bedürfen in ihrer Hauptvegetationszeit (Mai/Okt.) vermehrt der Kohlensäure, wodurch im Sinne oben stehender Formel der Gehalt an gelöstem Kalziumbikarbonat fällt;

²⁾ Als Ergänzung sei noch erwähnt, dass in dem selben Gebiet der feinkörnige, vollständig inkohärente und sofort mit Wasser zerfliessende «Schlamm sand» (entspricht granulometrischer Nomenklatur Feinsand) von dem grösseren, ebenfalls inkohärenten «körnigen Sand» (= Grobsand) getrennt wird.

nach Minder [4] etwa an der Oberfläche des Zürichsees vom Januar von 198 mgr/Liter auf 146 mgr/Liter im Sept. Demzufolge fällt die Ausscheidung von Kalziumkriställchen hauptsächlich in den Sommer, wobei u. a. auch um gewisse Pflanzen (z.B. Algen) Kalkkrusten entstehen, die sich später auflösen und zu Boden sinken. Auf dem Seegrund treten neben den anorganischen Schalen von Tieren auch organische Abbaustoffe (Plankton usw.) hinzu. Dadurch bilden sich um die Kalkteilchen gelartige Hüllen, die eine Verfestigung verhindern, die die bautechnisch wichtigen thixotropen Eigenschaften (Verflüssigung bei Erschütterung, Verfestigung nach Beruhigung) beeinflussen und die auch zu einem lockeren Gefüge Anlass geben. Da in den Wintermonaten die organischen Abbaustoffe und Einschwemmungen von aussen am Seegrund dominieren, entstehen Wechselagerungen heller (Sommer) und dunkler (Winter) Schichten (Größenordnung 0,2 bis 5 cm); eine Art Jahresringe, die von Nipkow [5] aus den tieferen Teilen des Zürichsee beschrieben wurden. Die im Kongressgebäudeareal Zürich vorgefundene mehrmalige feine Wechselagerung von Seekreide und Sand in der hangenden Seekreide dagegen ist auf Hochwassereinschwemmungen zurückzuführen.

Die Bildung von Seekreide ist vom geologischen Gesichtspunkte aus somit einerseits an Gewässer, die aus kalkreichen Gebieten stammen, und andererseits an die Anwesenheit ruhiger, flacher Wannen gebunden. Beide Bedingungen sind im schweizerischen Mittelland (ähnlich auch in Kanada, Südschweden, Baltikum) erfüllt. Die Eiszeit hat hinter Moränen und in überflachten Becken zahlreiche flache Hohlformen geschaffen. Die Gewässer durchfließen die kalkreichen helvetischen Kalkalpen, die Molasse- und Eiszeitablagerungen.

Abb. 2 zeigt in einem Profil [7, 8, 9, 10] eine solche ausgefüllte Hohlform im Bereich der zürcherischen End- und Grundmoränen. Abb. 3 stellt die Verteilung der Seekreide hinter den Endmoränen im untern Zürichseegebiet dar. Auffallend ist ihre Anwesenheit im heutigen Abflussgebiet des Sees, wobei sie hauptsächlich als Ueberkrustung von Sand und Kies auftritt. K. Escher von der Linth [7] hat angenommen, dass zur Zeit der Ausscheidung der Seekreide dieses Gebietes der Ausfluss des Sees durch den Moränengürtel im Gebiet der Bahnhofstrasse oder des Talackers erfolgte.

Die Seekreide, deren Mächtigkeit gegen den See hin allmählich zunimmt (Abb. 4), ist in vielen Baugruben in Zürich von Seeschlamm und künstlichen Aufschüttungen bedeckt. Während sie normalerweise von Seebodenlehm (vom Typus Nr. 7, Abb. 5) unterlagert ist, wurde als Unterlage im Baugrund des Kongressgebäudes Zürich eine kiesig-sandige Sihldeltaablagerung erbohrt, die bautechnisch gewisse Schwierigkeiten bot (siehe geotechnische Daten Abb. 5). Die relativ hohe Plastizität (nach Atterberg) der Seekreide (Nr. 2, Abb. 5) bei nur 15% Schlammanteil (< 0,002 mm) ist auf den reichlichen Gehalt an anorganischen Abbaustoffen zurückzuführen. So sinkt der Plastizitätsbereich nach Atterberg einer Seekreideprobe nach einer Zerstörung der organischen Gemengteile (durch H_2O_2) von 8,6% auf 1,4%.

Abb. 2 zeigt in einem Profil [7, 8, 9, 10] eine solche ausgefüllte Hohlform im Bereich der zürcherischen End- und Grundmoränen. Abb. 3 stellt die Verteilung der Seekreide hinter den Endmoränen im untern Zürichseegebiet dar. Auffallend ist ihre Anwesenheit im heutigen Abflussgebiet des Sees, wobei sie hauptsächlich als Ueberkrustung von Sand und Kies auftritt. K. Escher von der Linth [7] hat angenommen, dass zur Zeit der Ausscheidung der Seekreide dieses Gebietes der Ausfluss des Sees durch den Moränengürtel im Gebiet der Bahnhofstrasse oder des Talackers erfolgte.

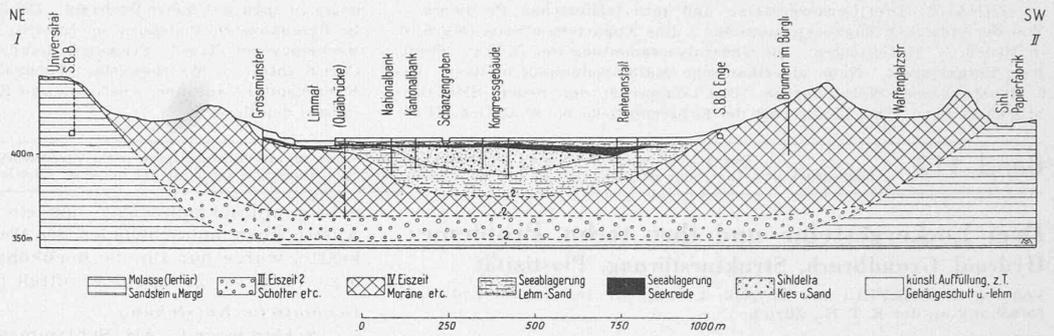


Abb. 2. Geologisches Querprofil NE-SW durch die Stadt Zürich, Längen 1:20000, Höhen 1:4000

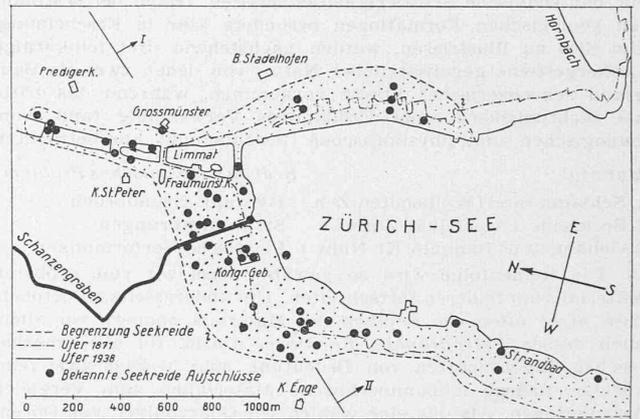


Abb. 3. Verteilung der Seekreide in Zürich. Profil I-II s. Abb. 2

3. Gehängeton. Der fette, dunkelbraune, kalkfreie Gehängeton, der für den Kern des Bannalpdammes Verwendung fand, zeigt unter dem Mikroskop die Anwesenheit von Tonschiefersten, Quarz, verrostetem Erz, Glimmer und wenigen pflanzlichen Resten. Die röntgenographische Untersuchung der Fraktion kleiner 0,002 mm stellt reichlich ein glimmerartiges Mineral, untergeordnet Quarz und nur selten eine Kristallart aus der Gruppe der Tonminerale fest. Die geologische Lagerung

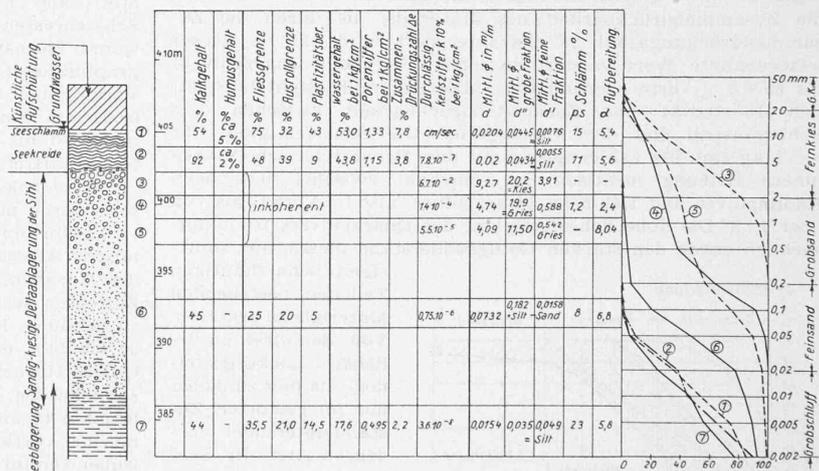


Abb. 5. Geotechnisches Schema des Baugrundes des Kongressgebäudes in Zürich

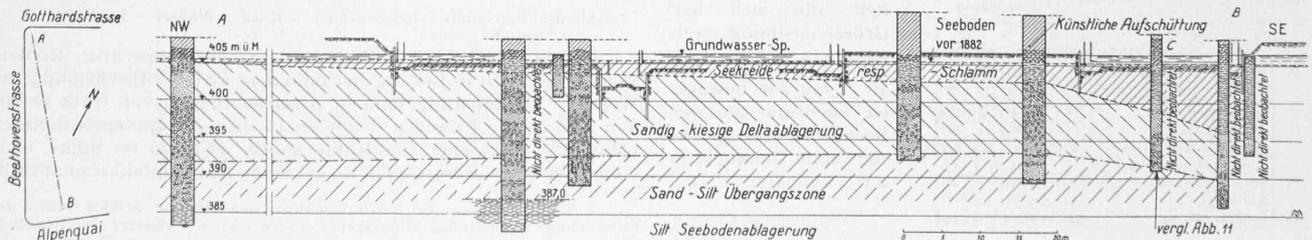
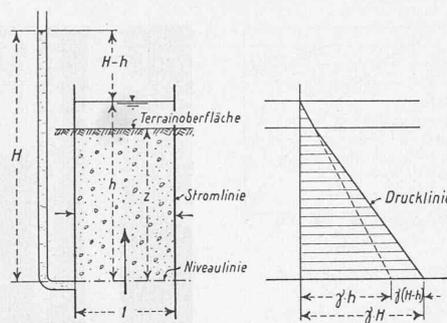


Abb. 4. Geotechnisches Profil durch den Baugrund des Kongressgebäudes in Zürich. (Untersuchung im Auftrag der Architekten M. E. Haefeli, W. M. Moser und R. Steiger.) Die nicht direkt beobachteten Profile sind Interpretationen von Proberammungen

des Gehänetones (südlich Bannalp Oberstaffel, ca. 1590 m) zeigt, dass er durch Verwitterung und Abschwemmung aus z. T. schieferigem Kalkmergel (des oberen Jura und der unteren Kreide der Axendecke, Helvetikum) der Nordhänge der Bannalp hervorgegangen ist. Wir müssen uns den Verwitterungsvorgang, der von den festen kalkreichen Schiefen zu dem kalkfreien, humushaltigen, eisenschüssigen fetten Ton geführt hat, so vorstellen, dass, erleichtert durch Spaltenfrost und bedingt durch grosse Niederschläge eine reichliche Karbonatauswaschung einsetzte, der eine Verrostung der Erze parallel ging [siehe auch 11]. Die ständig neue Ueberlagerung des einsetzenden Pflanzenwuchses (dessen organische Säuren eine letzte Reduktion der Karbonate bewirken) durch neue Anschwemmung brachte dem Ton den Humusgehalt (1,5%), der die Plastizität des Materials (Flie遡grenze 81%, Ausrollgrenze 33%, Plastizitätsbereich 48%) noch erhöht; durch Zerstörung der Humusteile mit H₂O₂ sank der Plastizitätsbereich einer etwas mageren Probe von 38% auf 32%.



γ_e' = Raumbgewicht des wassergesättigten Materials.
 γ = Raumbgewicht des Wassers
 β_z = Zugfestigkeit des Materials unter Wasser in der Tiefe z (echte Zugfestigkeit)

$$(\gamma_e' - \gamma)z - (H-h)\gamma \geq -\beta_z$$

$$\left(\frac{\gamma_e'}{\gamma} - 1\right) - \frac{H-h}{z} \geq -\frac{\beta_z}{\gamma z}; \quad \frac{H-h}{z} = J$$

$$J_k = \left(\frac{\beta_z}{\gamma z} - 1\right) + \frac{\beta_z}{\gamma z} \quad (\text{Material mit echter Kohäsion})$$

für $\beta_z = 0$: $J_{k0} = \frac{\gamma_e'}{\gamma} - 1$ (Material ohne echte Kohäs.)

J_k & J_{k0} = kritisches Gefälle für Grundbruch.

Abb. 6. Kritisches Gefälle für Grundbruch

III. Physikal.-mechanische Untersuchungen
 1. Schlamm sand: Hydraul. Grundbruch

Ein Feinsand, dessen Teilchen ohne Haftung aufeinander ruhen, wird zum Schwimmsand, sobald Strömungsdrücke auftreten, die die Korn-zu-Korndrücke aufheben. Haften dagegen die Teilchen aneinander, so genügen die obigen Strömungsdrücke nicht, um das innere Gleichgewicht zu stören, denn in diesem Falle können auch negative Kräfte (Zug) zwischen den Körnern auftreten. Der Bruch tritt dann erst ein, wenn die Zugspannungen die Haftfestigkeit der zwischen den Körnern vorhandenen Kontaktstellen erreichen. Massgebend für die Disposition zum Grundbruch ist somit das Fehlen einer echten Kohäsion, speziell der Zugfestigkeit des Materials unter Wasser.

Einen ersten Anhaltspunkt über die Kohäsionsverhältnisse geben die Atterberg'schen Konsistenzgrenzen, insbesondere die Plastizitätszahlen. Fehlt die Kohäsion vollständig, so versagt der Atterberg'sche Versuch, während kleine Plastizitätszahlen einer geringen Kohäsion entsprechen. Ein schärferes Kriterium ergibt das Eintauchen einer luftgetrockneten, natürlich oder künstlich verdichteten Materialprobe ins Wasser. Ein vollständiger und rascher Zerfall des Probekörpers lässt erkennen, dass bei der Verdichtung des Materials keine echte Kohäsion entstanden ist. Die Festigkeit des luftgetrockneten Probekörpers ist in diesem Falle ausschliesslich den Kapillarkräften zuzuschreiben, die unter Wasser verschwinden.

In Abb. 6 wird für eine vertikale Strömung von unten nach oben das Gleichgewicht eines prismatischen Körperelementes von der Höhe z und dem Querschnitt 1 betrachtet. Auf seine Basisfläche wirken in vertikaler Richtung folgende Kräfte: Das um den Auftrieb verminderte Gewicht des Erdkörpers $(\gamma_e' - \gamma) \cdot z$ und der nach aufwärts gerichtete Unterdruck $(H-h) \cdot \gamma$. Die Resultierende dieser beiden Kräfte ergibt die wirksame Spannung der festen Phase im betrachteten Schnitt. Gleichgewicht ist vorhanden, solange diese Spannung die echte Zugfestigkeit β_z des Materials nicht überschreitet. Auf Grund dieser Bedingung ergibt sich im Grenzfall des Gleichgewichtes folgender Ausdruck für das kritische Gefälle:

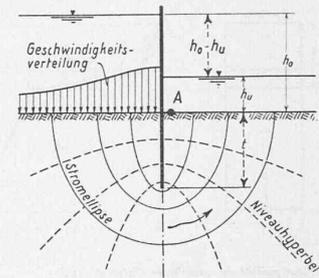
$$J_k = \left(\frac{\gamma_e'}{\gamma} - 1\right) + \frac{\beta_z}{\gamma \cdot z} \quad \dots \quad (1)$$

Je schwerer das Material und je höher dessen echte Zugfestigkeit, um so grösser ist das kritische Strömungsgefälle J_k , das den Grundbruch einleitet. Deutlich erkennt man, dass der Grundbruch bei homogenem Material unabhängig ist von der Durchlässigkeit des Bodens³⁾. Ausschlaggebend ist, ob das Material eine, wenn auch geringe Zugfestigkeit unter Wasser besitzt. Für $\beta_z = 0$ erhält man als kritisches Gefälle:

$$J_{k0} = \left(\frac{\gamma_e'}{\gamma} - 1\right) \quad \dots \quad (2)$$

für $\gamma_e' = 2 \text{ t/m}^2$ und $\gamma = 1 \text{ t/m}^2$ wird $J_{k0} = 1$. Setzt man für $\gamma_e' = \gamma_s (1-n)$, so erhält man die von Terzaghi aufgestellte Beziehung:

³⁾ Grundbruch tritt gerade da unerwartet ein, wo fast kein fließendes Wasser in der Baugrube sichtbar ist. Es kommt eben nicht auf die Menge des durch die Poren des Bodens strömenden Wassers an, sondern auf dessen Druck.



Gefälle in A: $J_{max} = \frac{h_0 - h_u}{l \cdot \pi}$ (nach Dachler)

für $J_{max} = J_k$ $t_k = \frac{h_0 - h_u}{J_k \cdot \pi}$

$t_{erf} = \frac{m}{\pi} \cdot \frac{h_0 - h_u}{J_k}$ m = Sicherheitsgrad

für kohäsionsloses Material $J_k = J_{k0} = \frac{\gamma_e'}{\gamma} - 1$

$t_{erf} = \frac{m}{\pi} \cdot \frac{h_0 - h_u}{\frac{\gamma_e'}{\gamma} - 1}$

für $\frac{\gamma_e'}{\gamma} = 2$: für $m = \pi$ $t_{erf} = h_0 - h_u$
 für $m = 4$ $t_{erf} = 1,27(h_0 - h_u)$

Abb. 7. Berechnung der gegen Grundbruch erforderlichen Spundwandtiefen bei unendlich ausgedehntem Grundwasserträger

$$J_{k0} = \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad \dots \quad (3)$$

worin n die Porosität und γ_s das spez. Gewicht der Festschubstanz bedeutet. Es ist jedoch einfacher, nach Formel 2 zu rechnen, weil dabei nur die Kenntnis des leicht feststellbaren Raumbgewichtes des gesättigten Materials erforderlich ist (γ_e'), während auf die Bestimmung von n und γ_s verzichtet werden kann.

Um die Grundbruchgefahr bei vertikal aufsteigender Strömung zu analysieren, muss das grösste auftretende Gefälle bekannt sein. Seine Ermittlung wird durch die Schrift «Grundwasserströmung» von R. Dachler [12] wesentlich erleichtert, indem in dieser Arbeit auf Grund der Theorie der konformen Abbildungen für eine Reihe praktischer Fälle die Strömungsbilder berechnet werden.

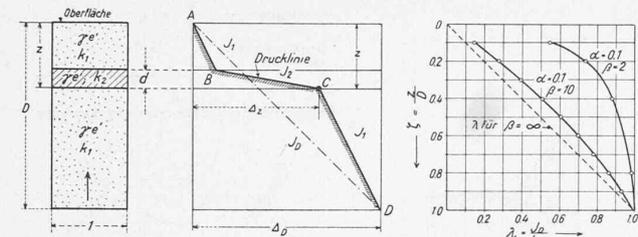
Als eine der häufigsten praktischen Aufgaben ist die in Abb. 7 dargestellte Bestimmung der mit Rücksicht auf Grundbruch erforderlichen Spundwandtiefe dargestellt. Dabei wird als t_{erf} die zur Erreichung einer m-fachen Sicherheit gegen Grundbruch nötige Tiefe der Spundwand unter dem abgesenkten Wasserspiegel der Baugrube bezeichnet. Dieser Berechnung liegen vereinfachende Annahmen zu Grunde, so z. B. die, dass das massgebende Gefälle auf der Höhe der Sohle der Baugrube, unmittelbar neben der Spundwand, auftritt (A), während genau genommen in grösserer Tiefe noch etwas grössere Gefälle vorhanden sind. Schon Versuche mit einaxialer Strömung zeigen, dass der Grundbruch bei homogenem Material nicht an der Schichtoberfläche, sondern vorzugsweise an ihrer Unterseite beginnt, um sich dann rasch nach oben fortzupflanzen. Für die erwähnten Annahmen berechnet sich:

$$t_{erf} = \frac{m}{\pi} \cdot \frac{h_0 - h_u}{\frac{\gamma_e'}{\gamma} - 1} \quad \dots \quad (4)$$

Der theoretische Sicherheitsgrad m bedeutet hier die Sicherheit gegen Grundbruch für den Fall, dass ein vollkommen homogenes Material ohne echte Kohäsion vorliegt, wobei sich die Homogenität namentlich auf die Eigenschaft der Durchlässigkeit bezieht. Bekanntlich gibt es aber in natürlicher Lagerung kein wirklich homogenes Material, am wenigsten was die Wasserdurchlässigkeit anbetrifft. Besonders ungünstig liegen die Verhältnisse, wenn die Durchlässigkeit längs einer Stromlinie in der Strömungsrichtung abnimmt. In diesem Falle entsteht eine Konzentration des Gefälles in unmittelbarer Nähe der Sohle der Baugrube, wodurch der Grundbruch gegenüber den Verhältnissen bei homogenem Material wesentlich begünstigt wird. Im umgekehrten Fall, d. h. bei zunehmender Durchlässigkeit in Stromrichtung, tritt der Grundbruch weniger leicht ein.

Zur Illustration dieser Verhältnisse denke man sich gemäss Abb. 8 in einer von unten nach oben vertikal durchströmten Schicht von der Höhe D eine dünne horizontale Schicht wasserundurchlässigeren Materials von der Stärke d eingelagert.

Es soll rechnerisch untersucht werden, wie sich das mittlere kritische Gefälle J_D des ganzen Schichtkomplexes (D) verändert, wenn die dünne Zwischenschicht (d), die einen diskontinuierlichen



γ^e = Raumgewicht des gesättigten Materials (1 & 2)
 k_1, k_2 = Durchlässigkeitsziffern
 Δ_0 = Totale Spiegeldifferenz der Piezometerstände zwischen OK & UK des Schichtkomplexes (D)
 z = Ordinate U.K. Zwischenschicht (d)
 J_1, J_2 = Druckgefälle im Material 1 & 2
 J_D = mittleres kritisches Druckgefälle des heterogenen Schichtkomplexes (D)
 J_{k0} = kritisches Gefälle einer homogenen Schicht von der Stärke D
 $\alpha = \frac{d}{z}, \beta = \frac{k_1}{k_2}; \xi = \frac{z}{D}$

Krit. Punkt C: $(\gamma^e - \gamma) \cdot z - \gamma \cdot \Delta_0 = 0$
 $\Delta_2 = \Delta_0 - (D - z) \cdot J_1$
 $J_1 \cdot (D - d) + J_2 \cdot d = J_D \cdot D, J_1 \cdot k_1 = J_2 \cdot k_2$
 $J_1 \cdot (D - d) + J_1 \cdot \beta \cdot d = J_D \cdot D, J_2 = \frac{k_1}{k_2} \cdot J_1 - \beta \cdot J_1$
 $J_1 = \frac{J_D \cdot D}{D + d(\beta - 1)} = \frac{1}{1 + \alpha(\beta - 1)} J_D$
 $(\gamma^e - \gamma) \cdot z - \gamma \cdot (\Delta_0 - \frac{D - z}{1 + \alpha(\beta - 1)} J_D) = 0 \quad | : D \cdot \gamma$
 $(\frac{\gamma^e}{\gamma} - 1) \cdot \xi - J_D [1 - \frac{\xi}{1 + \alpha(\beta - 1)}] = 0 \quad | (\frac{\gamma^e}{\gamma} - 1) \cdot J_{k0}$
 $\frac{J_D}{J_{k0}} = \lambda = \frac{(\frac{\gamma^e}{\gamma} - 1) \cdot \xi}{1 - \frac{\xi}{1 + \alpha(\beta - 1)}} = \frac{\xi}{1 - \frac{\xi}{1 + \alpha(\beta - 1)}}$

Abb. 8. Grundbruch bei heterogenem Material

Gefällsverlauf zur Folge hat, von oben nach unten wandert. Diese Veränderung lässt sich kennzeichnen durch das Verhältnis (λ) aus dem mittleren kritischen Gefälle J_D des betrachteten heterogenen Schichtkomplexes zum kritischen Gefälle J_{k0} eines homogenen Schichtkomplexes von gleicher Stärke D. λ lässt sich berechnen, wenn man das Gleichgewicht der Materialsäule von der Höhe z , d. h. für einen Horizontalschnitt durch U. K. der Zwischenschicht, formuliert. In Abb. 8 sind die berechneten λ -Kurven für verschiedene Annahmen aufgetragen. Aus dieser Darstellung geht folgendes hervor: Jede Inhomogenität in Form einer kohäsionslosen dichteren Zwischenschicht hat theoretisch eine Verminderung des mittleren kritischen Gefälles zur Folge, die sich umso stärker bemerkbar macht, je näher diese Zwischenschicht der Oberfläche liegt. Dabei muss der Grundbruch im Punkte C, d. h. auf der Unterseite der feineren Schicht erfolgen [13] und zwar vorzugsweise in der Form einer sich öffnenden Spalte (Abb. 9). Unterhalb dieser Spalte wird das Gleichgewicht nicht gestört. Im übrigen erhebt diese schematische Betrachtung keinen Anspruch, die wirklichen Verhältnisse vollständig zu erfassen.

Zusammenfassend ergibt sich, dass der theoretische Sicherheitsgrad m gegen Grundbruch mit Rücksicht auf die Inhomogenität des Materials nicht zu klein gewählt werden darf. Die spezielle Natur des Bodens muss nach Möglichkeit berücksichtigt werden. Aus der schweizerischen Praxis ist z. B. ein besonders schwieriger Fall bekannt, bei dem der Grundbruch bereits bei $m = 4$ eintritt [14]. Bei der Herstellung von Bohrpfehlen und der Entnahme «ungestörter» Bodenproben [23] bilden Grundbrucherscheinungen häufig die Ursache für das Hochsteigen des Materials im Bohrröhr. Steht der äussere Wasserspiegel höher als derjenige im Röhr, so entstehen an der Sohle relativ hohe Druckgefälle, die leicht das kritische Gefälle übersteigen und zu Fließvorgängen führen. Will man «ungestörte» Proben entnehmen, so sollten daher die Wasserspiegel künstlich ausgeglichen werden.

Bei Lockergesteinen ohne echte Kohäsion (Feinsande usw.) können unter gewissen Verhältnissen auch innere Erosionen entstehen, die unter Umständen zu unerwarteten und katastrophalen Einbrüchen der Bodenoberfläche führen [15].

2. Seekreide: Strukturstörungen

Die Seekreide hat als Baugrund einen sehr schlechten Ruf. Bei ihrer Untersuchung im Laboratorium stellt man daher mit Erstaunen fest, dass die verschiedenen Versuche mit gestörten Proben keine besonders ungünstigen Resultate ergeben. So wurde z. B. an einer typischen Probe aus einer Sondierung des neuen Kongressgebäudes in Zürich eine relativ kleine Zusammendrückungszahl von 2,5% bei einer als hoch zu bezeichnenden Scherfestigkeit von 0,74 kg/cm² für $\sigma = 1$ kg/cm² ermittelt.

Die spezifischen Eigenschaften der gewachsenen Seekreide treten im Laboratorium erst dann in Erscheinung, wenn man die mit der selben Materialprobe im ungestörten und gestörten Zustand erhaltenen Versuchsergebnisse vergleicht.

Nach Abb. 10 zeigt die Setzungskurve der ungestörten Probe einen steileren Verlauf als diejenige der gestörten. Daraus ist zunächst ersichtlich, dass ein wesentlicher Unterschied zwischen dem unge-

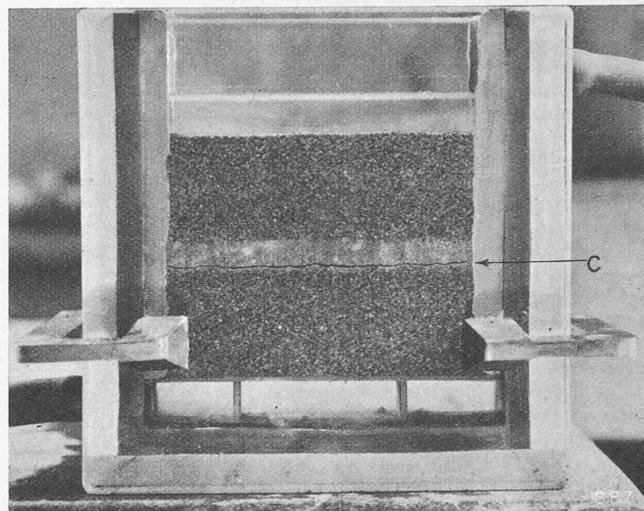


Abb. 9. Grundbruch bei geschichtetem Material. Man beachte die sich bildende Spalte auf der Unterseite der feineren Materialschicht (C)

störten und gestörten Zustand des Materials besteht. Welcher Art dieser Unterschied ist, wird deutlich, wenn man die in Funktion des Druckes dargestellten Porositäten n , bzw. die Porenziffern ϵ miteinander vergleicht. Dabei zeigt sich, dass für den selben Druck die ungestörte Probe ein erheblich höheres Porenvolumen aufweist als die gestörte, sie besitzt also eine besonders lockere Struktur. Diese letztere hält bis zu einem gewissen Grade einer ruhenden Beanspruchung stand, vorausgesetzt, dass sie nicht durch einen mechanischen Eingriff gestört wird. Erfolgt jedoch ein solcher Eingriff, oder übersteigt die spezifische Beanspruchung einen zulässigen Wert, so erleidet die Struktur eine Störung, wobei auch thixotrope Aenderungen stattfinden. Es fehlt dann plötzlich das bisher durch die feste Phase gebildete tragende Gerüst und die Folge ist, dass zunächst die flüssige Phase die Gesamtheit der innern Kräfte übernehmen muss. So kann hier durch eine mechanische Störung, selbst ohne äussere Mehrbelastung, innerhalb des Störungsbereiches, druckgespanntes Porenwasser entstehen. Damit setzen Strömungsvorgänge und beschleunigte plastische Verformungen ein, die bei abklingender Geschwindigkeit andauern, bis schliesslich die feste Phase unter Bildung einer neuen Struktur wieder zum Träger ihres Eigengewichtes und der äussern Kräfte geworden ist.

Aus diesem durch die geologische Entstehungsweise bedingten Verhalten der Seekreide ergeben sich gewisse Richtlinien für ihre Behandlung als Baugrund: Unter Einschränkung des Schwellprozesses beim Ausheben der Fundamente kann die Seekreide in den meisten Fällen bis zur Grenze ihrer ursprünglichen Belastung, die im gewachsenen Boden vor dem Bauzustand vorhanden war, beansprucht werden, ohne dass man unzulässige

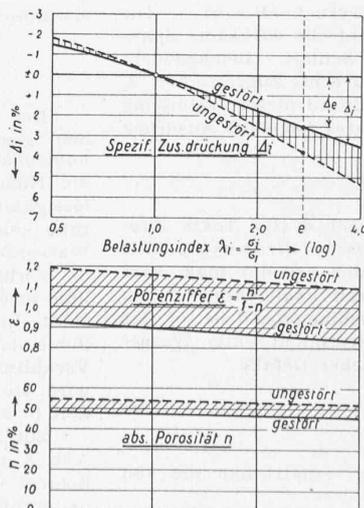


Abb. 10. Spezif. Zusammendrückung und Porosität in Funktion des Druckes bei Seekreide

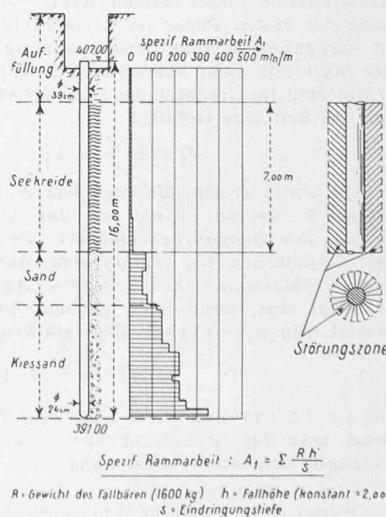


Abb. 11. Rammprofil (vergl. Abb. 4)

Setzungen befürchten müsste, jedoch unter einer Bedingung: Die natürliche Struktur des Baugrundes darf nicht gestört werden. Es kommen daher nur äusserst leichte Flachgründungen bei sehr geringer zulässiger Bodenpressung in Frage. Pfahlgründungen haben hier nur dann einen Sinn, wenn sie unter der Seekreideschicht in eine tragfähige Bodenschicht hinabreichen, also als Spitzenpfähle (pieux colonnes) ausgebildet werden [24]. Durch schwebende Pfählungen in der Seekreide dagegen wird die Tragfähigkeit dieser Schicht nicht verbessert, sondern infolge Strukturierung unter Umständen verschlechtert. Schon A. Casagrande hat gezeigt, dass schwebende Pfählungen in feinkörnigen Böden infolge Strukturierung vielfach zu bedeutend grösseren Setzungen führen, als wenn ohne Pfählungen fundiert wird [16].

Nach den in Zürich gemachten Erfahrungen dringen die Pfähle schon unter ihrem Eigengewicht und demjenigen des Rammbarrens oft viele Meter in die Seekreideschicht ein. Abb. 11 zeigt ein Rammprofil (Spez. Rammarbeit), das durch den fehlenden Rammwiderstand der oberen 7 m die Stärke der Seekreideschicht erkennen lässt. Dieses leichte Eindringen der Pfähle in die Seekreide lässt sich nach Obigem leicht erklären: Um den Pfahlmantel entsteht, z. T. infolge Ueberschreiten der kritischen Belastung durch den Verdrängungsdruck, zum Teil infolge mechanisch-dynamischer Beanspruchung, eine gestörte Zone mit stark druckgespanntem Porenwasser. Die Reibung zwischen Pfahl und Material wird daher nahezu 0, so dass praktisch nur der infolge ähnlicher Störungsvorgänge unter Umständen ebenfalls reduzierte Spitzenwiderstand zu überwinden ist. Wird der Pfahl nach Erreichen einer gewissen Eindringung künstlich blockiert, so erfolgt allmählich die Entspannung des Porenwassers und damit eine Vergrösserung der Seitenreibung, was sich durch ein sog. «Festsaugen» bemerkbar macht. Nachdem die Pfähle genügend tief in eine unter der Seekreide liegende tragfähige Schicht eingerammt sind, wirken sie als Spitzenpfähle. Durch die erfolgte Störung hat indessen die Seekreide einen neuen Impuls zur Setzung erfahren. Da wo diese durch das Rammen provozierte nachträgliche Setzung der Seekreide grösser ist als diejenige des belasteten Pfahls, gelangen auf den Pfahlmantel negative, nach unten gerichtete Reibungskräfte zur Wirkung, d. h. die Seekreideschicht hängt sich teilweise an den Pfählen auf. Um diesen ungünstigen Reibungseffekt, der eine unerwünschte Mehrbelastung der Pfähle bedeutet, zu vermeiden, kann man möglichst glatte, sog. «geschmierte Pfähle», verwenden.

Ein weiteres wichtiges Merkmal der Seekreide ist ihr geringes Raumgewicht, das im ungestörten Zustand, bei vollständiger Wassersättigung, im Mittel zu 1,5 bis 1,7 t/m³ angenommen werden kann. Diesen Werten entspricht ein Porenvolumen von etwa 69 bis 57%, bzw. eine Porenziffer von 2,25 bis 1,33. Das Volumen der flüssigen Phase ist somit grösser als das der festen.⁴⁾

Wenn die Sohle der Baugrube durch eine Seekreideschicht von geringer Mächtigkeit gebildet wird, während unterhalb ein

⁴⁾ Im übrigen sind obige Werte je nach Ueberlagerung und Alter stark veränderlich. So zeigte die teilweise konsolidierte, von einer mehrere Meter mächtigen Auffüllung überlagerte Seekreide beim neuen Kongressgebäude in Zürich ein mittleres Raumgewicht von 1,70 t/m³, während an einer jungen Seekreide bei Rapperswil, in 0 bis 5 m unter dem Seegrund, bei reichlichem organischem Gehalt, Raumgewichte von nur 1,44 bis 1,63 t/m³ festgestellt wurden. Die Zusammendrückungszahl der Rapperswiler Seekreide betrug im ungestörten Zustand 6,2 bis 8%, der Zürcher Seekreide (Kongressgebäude) dagegen rd. 4% (gestört 2,5%, vergl. Abb. 10).

wasserdurchlässiger Kiessand ansteht, so besteht Neigung zum Grundbruch. Die Seekreideschicht, deren Raumgewicht unter Wasser nur rd. 0,5 bis 0,7 t/m³ beträgt, liegt dann wie eine relativ leichte, wenig durchlässige Platte auf der Kiesschicht auf. Auf diese Platte wirkt von unten her nahezu die gesamte Druckdifferenz zwischen dem äusseren und innern Wasserstand. Uebersteigt dieser Unterdruck das zulässige Mass, so wird die Seekreideschicht abgehoben oder aufgebrosen. Diesem Uebel kann auf Kosten einer vermehrten Wasserhaltung dadurch abgeholfen werden, dass der Wasserspiegel um einen gewissen Betrag unter die Sohle der Baugrube abgesenkt wird, oder indem man die Seekreideschicht durch vertikale Filterrohre dräniert.

3. Gehängeton: Plastische Verformung

Das in der Nähe der Dammstelle Bannalp [22] gelegene Tonlager lieferte eine genügende Menge homogenen, vollständig wassergesättigten Materials. In seiner natürlichen Lagerung ist dieser Ton von ziemlich steifer Konsistenz, wird aber merklich weicher, sobald man ihn knetet. Er verhält sich in dieser Beziehung ähnlich wie die Seekreide. Dass bei derartigen Konsistenzänderungen auch thixotrope Eigenschaften mitspielen, geht daraus hervor, dass der geknetete Ton im Laufe der Zeit bei unverändertem Wassergehalt wieder steifer wird.

Der Wassergehalt dieses Tones in seinem natürlichen Vorkommen schwankt zwischen 47% und 57%, ist also ausserordentlich hoch. Die entsprechenden absoluten Porositäten betragen 55% bis 62%, die Porenziffern 1,22 bis 1,63. In Anbetracht dieser hohen Porosität war bei den im Dammkern auftretenden Drücken mit einer erheblichen Verdichtung bzw. Volumenänderung des Materials von vornherein zu rechnen. Eine künstliche Veränderung der Porosität des Tons (Verdichtung) vor seiner Verwendung kam aus praktischen Gründen nicht in Frage. Die Abhängigkeit der spez. Zusammendrückung, der Porenziffer und der Wasserdurchlässigkeit vom Normdruck, bei der Verdichtung des Materials unter verhinderter Seitenausdehnung, ist aus Abb. 12a ersichtlich. Im Gegensatz zur Seekreide erweist sich innerhalb des Druckbereiches von 0,5 bis 2 kg/cm² die ungestörte Tonprobe weniger zusammendrückbar als die gestörte. Von zwei Parallelproben wurde im ungestörten Zustand eine Zusammendrückungszahl von 5,5%, im gestörten eine solche von 7% ermittelt. Erst für spez. Drücke von über 3 kg/cm² verläuft die Setzung der ungestörten Probe steiler als diejenige der gestörten.

Wesentlich für die Verdichtung, die der Ton im Bauwerk erleidet, ist nun der Umstand, dass das sehr poröse Material durch das Aufbereiten und Einstampfen strukturell gestört wird, ohne dabei eine Aenderung des Wassergehaltes, bzw. des Porenvolumens (Feinporen) zu erfahren. Massgebend für Volumenänderung ist also einerseits die Porosität des Tons beim Einbau in den Dammkörper als Anfangszustand, und andererseits als Endzustand der Verdichtungsgrad, dem das gestörte Material unter der Beanspruchung im Dammkörper zustrebt.

Kennt man die Porenziffer des Lockergesteins für Anfangs- und Endzustand der Verdichtung (ϵ_a und ϵ_b), so lässt sich die spezifische Längenänderung, die ein Prisma von der Länge l bei verhinderter Querdehnung erleidet, wie folgt berechnen:

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\epsilon_a - \epsilon_b}{1 + \epsilon_a} \dots \dots \dots (5)$$

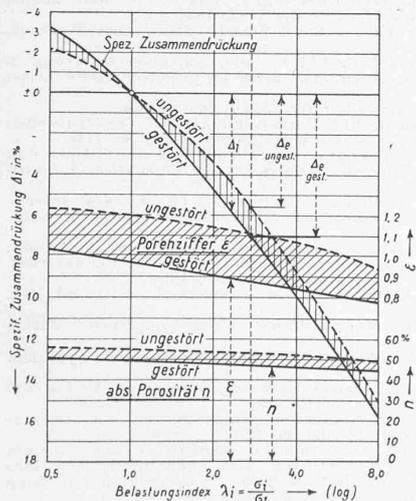


Abb. 12a. Spezif. Zusammendrückung und Porosität in Funktion des Druckes bei Gehängeton

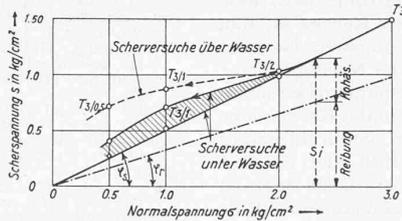


Abb. 12b. Scherfestigkeit in Funktion des Druckes

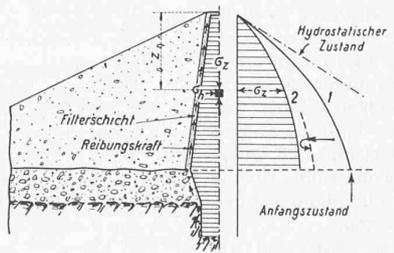


Abb. 15. Spannungserscheinungen im Dammkern

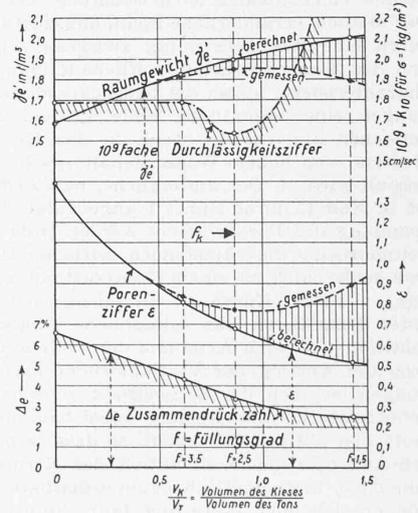


Abb. 13. Eigenschaften von Ton-Kiesgemischen (Gehängeton + Splitt)

Betrachten wir ein Kernelement von einer mittleren Vertikalbeanspruchung von $1,5 \text{ kg/cm}^2$, so erreicht es auf Grund der Verdichtungskurve mit gestörten Proben eine Porenziffer von $\varepsilon_b = 0,94$, während die Porenziffer der ungestörten Probe $\varepsilon_a = 1,26$ betrug. Durch Einsetzen dieser Werte in obige Gleichung erhält man z. B. eine lineare Längenänderung von 14% . Die Volumenänderungen des Tonkerns infolge seiner Beanspruchung durch Eingewicht sind somit sehr beträchtlich.

Es besteht nun die Möglichkeit, die Zusammendrückbarkeit des Kernmaterials dadurch herabzusetzen, dass man dem Ton ein gewisses Volumen Kies beimischt. Bei der Wahl eines geeigneten *Mischungsverhältnisses von Ton und Kies* müssen einerseits erdbaumechanische, andererseits ausführungstechnische Überlegungen berücksichtigt werden. Die ersten, die auf der vergleichenden Untersuchung verschiedener Ton-Kiesgemische beruhen (vgl. Abb. 13), lassen erkennen, dass ein kritischer *Füllungsgrad* (f_k) nicht unterschritten werden sollte, d. h. das Tonvolumen muss mindestens das f_k -fache des Porenvolumens des Kiesmaterials betragen. Bei Verwendung von Splitt ergab sich $f_k \approx 2,5$ (vgl. Abb. 13 und 14).

Zur Beurteilung von Form und Grösse der *plastischen Deformation des Tonkerns* kann man zunächst die Frage beantworten, welchen Betrag die totale Hauptsetzung bei *starrten* Seitenwänden (verhinderte Seitenausdehnung) erreichen würde. Zu diesem Zweck ist eine Setzungsanalyse durchzuführen, z. B. unter Benützung eines andernorts beschriebenen graphischen Verfahrens [17]. Voraussetzung ist dabei die Kenntnis der im Horizontalschnitt \approx massgebenden Vertikalspannung σ_{z_m} , die sich für senkrechte Kernwände bei leerem Becken wie folgt ergibt:

$$\sigma_{z_m} = \frac{\gamma e' b}{K} \left(1 - e^{-\frac{Kz}{b}} \right) \dots \dots (6)$$

worin bedeuten:

$\gamma e'$ = Raumgewicht des gesättigten Kernmaterials.

b = Halbe Breite des Tonkerns.

$$K = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_s}{2} \right) \text{tg} \varphi_s$$

φ_s = scheinbarer Winkel der innern Reibung des Kernmaterials, massgebend für die Reibung an den Kernseiten (für reinen Ton vgl. Abb. 12b).

Für geneigte, unverschiebbliche Kernwände können die Spannungen nach Voellmy berechnet werden [18].

Durch obige Setzungsanalyse erhält man eine Grössenordnung für die totale Zusammendrückung des Kernes, die sich nach sehr langer Zeit bei einaxialer Verformung einstellen würde. In Wirklichkeit vollzieht sich jedoch die Deformation nicht, wie die vereinfachende Rechnung voraussetzt, zwischen starren Seitenwänden, sondern zwischen plastisch verschiebbaren Rändern. Sowohl die Möglichkeit der *Querkontraktion wie der Querdehnung* muss beachtet werden, wie sich aus der nachstehenden Betrachtung der *Spannungserscheinungen im Kern* ergibt.

Besitzt das Kernmaterial, wie das gewöhnlich der Fall ist, eine wesentlich höhere Zusammendrückbarkeit als das seitlich des Kernes geschüttete Damm-Material, so muss infolge der verschiedenen Setzungsgeschwindigkeit in unmittelbarer Nähe des Kontaktes eine Gleitfläche oder Scherzone entstehen, in der Reibungskräfte auftreten, die eine Entlastung des Kernes auf Kosten einer lokalen Mehrbelastung der Schüttung bewirken. Der seitlich veränderliche Spannungszustand des Kernes ist nun durch eine Wechselwirkung zwischen seinem eigenen Gewicht und den äusseren Kräften (seitliche Reibungs- und Normalkräfte) charakterisiert, wobei die hydrodynamischen Spannungserscheinungen eine wesentliche Rolle spielen. Maximale Kerndrücke entstehen am Anfang, wenn in den Kern ein undurchlässiges Material von hohem Wassergehalt rasch eingefüllt oder gar eingespült wird. — Der anfängliche, nahezu hydrostatische Zustand ist in Abb. 15 durch Kurve 1 angedeutet. Mit zunehmender Entspannung des Porenwassers werden trotz Abnahme des aktiven Seitendruckes die entlastenden, seitlichen Reibungskräfte grösser, was schliesslich zu einem Grenzzustand minimaler Vertikalspannungen führt (Kurve 2). In einem späteren Stadium bewirkt unter Umständen das allmähliche Abklingen der Setzungsgeschwindigkeit eine Abnahme der Seitenreibung und damit einen erneuten Anstieg der Vertikaldrücke usw. Ähnlichen Schwankungen ist auch der Seitendruck zwischen Dichtungskern und Schüttmaterial unterworfen, wobei bald die eine, bald die andere Seite den aktiven Teil bildet, so dass je nach Ort und Zeit Querdehnung oder Querkontraktion des Kernes vorherrscht. Solche langsame, mathematisch kaum erfassbare Spannungsänderungen können sich über Jahre und Jahrzehnte erstrecken.

Durch langdauernde plastische Verdichtung wird ein ursprünglich weicher Ton immer fester, um sich im Laufe geo-

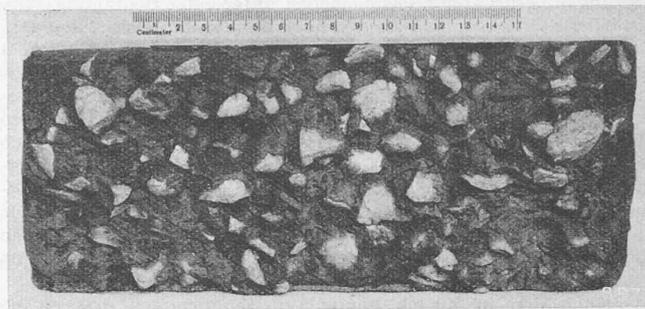


Abb. 14. Mischung von Ton und Splitt (Füllungsgrad $f = 2,5$)
Volumenverhältnis Kies : Ton = $0,87 : 1$

logischer Zeiträume in ein Tongestein zu verwandeln. Auf diese Weise ist etwa der kalkarme Molassemergel entstanden (wenig Kalkzement), der im schweizerischen Mittelland stark verbreitet ist und als Baugrund häufig vorkommt. Bei seiner Belastung durch schwere Kunstbauten (Staumauern, Brücken usw.) ist, insbesondere bei statisch unbestimmten Konstruktionen, zu beachten, dass er, wenn auch in geringem Masse, plastisch zusammendrückbar ist. Dieses *plastische Verhalten kalkarmer, wenig verfestigter Gesteine* (gewisse Mergel- und Sandsteine der Molasse, Tonschiefer, Sericitschiefer des Flysch und der Bündnerschiefer usw.) kann, wie die Erfahrung an zahlreichen Brücken lehrt, im Laufe der Jahre zu Setzungen und Verformungen des Baugrundes führen, die die Sicherheit der Konstruktion gefährden [19]. Geologisch-petrographische Detailuntersuchung (Lagerung, Verwitterung usw.) und langdauernde Oedometerversuche, in Verbindung mit periodischen Messungen an ausgeführten Bauwerken, wie sie z. B. an Staumauern durchgeführt werden [20], bieten die Möglichkeit, diese Frage, insbesondere die Ermittlung der zulässigen Bodenpressung, abzuklären.

Die Probleme der Erdbaumechanik sind derart komplex, dass Theorie und experimentelle Untersuchungen im Laboratorium allein nicht genügen, um sie zu lösen. *Sorgfältige Beobachtungen in der Natur, systematische Messungen am fertigen Bauwerk, Sammlung und Verarbeitung der praktischen Erfahrungen* müssen ergänzend hinzutreten.

⁹⁾ Besonders ungünstig sind *ungleichmässige* Belastungen des Baugrundes, die Drehungen des Fundamentkörpers bewirken.

Schrifttum:

- 1) Niggli P. Entstehung und Klassifikation der Lockergesteine. «Schweizer Archiv», Heft 4, 1938.
- 2) von Moos A. Geotechnische Eigenschaften der Lockergesteine. «Schweiz. Bauzeitung», Bd. 111, Heft 21 und 22, 1938.
- 3) von Moos A. Unverfestigte Sedimente und Erdbaumechanik. «Geologische Rundschau» 29, 1938.
- 4) Minder L. Biologisch-chemische Untersuchungen im Zürichsee. «Zeitschrift f. Hydrologie», Heft 3, 1926.
- 5) Nipkow Fr. Ueber das Verhalten der Skelette planktonischer Kieselalgen. Diss. 1927.
- 6) Pia J. Die rezenten Kalksteine. «Z. f. Krist. Min. Petr.», Abt. B, Ergänzungsband 1933.
- 7) Escher von der Linth A. Die Wasserverhältnisse der Stadt Zürich. 73. «Neujahrsblatt, Naturforsch. Ges.», Zürich 1871.
- 8) Wettstein A. Geologie von Zürich und Umgebung. Diss. 1885.
- 9) Huber R. Der Schuttkegel der Sihl i. Gebiete der Stadt Zürich usw. «Vierteljahrsschrift Naturforsch. Ges.» 83, 1938.
- 10) Hug J. Der Baugrund der Stadt Zürich. «Hoch- und Tiefbau», 37. Jahrgang, Heft 27, 1938.
- 11) Gschwind M. und Niggli P. Die Gesteinsverwitterung in der Schweiz. «Beiträge z. Geologie der Schweiz», Geotechnische Serie, 17, 1931.
- 12) Dachler R. Grundwasserströmung. Wien 1936.
- 13) Herzog M. Versuche und Untersuchungen zum hydraulischen Grundbuch. «Wasserkraft und Wasserwirtschaft», Heft 5/6, 1938.
- 14) Rodio G. D. The foundation of the building «La Baloise» in Lugano. Intern. Conference on soil mechanics and foundation engineering, Cambridge 1936.
- 15) Bernatzik W. et Daxelhofer J. P. Erosion interne «Bulletin No. 5 du centre d'études et de recherches géotechniques». Paris, avril 1937.
- 16) Casagrande A. La structure de l'argile et son importance dans l'étude des travaux de fondation. «Bulletin de l'Association Internat. Permanente des Congrès de Navigations», 1933, No. 16.
- 17) Meyer-Peter E. Setzung von Bauwerken. «SBZ», Bd. 112, Heft 6, 1938.
- 18) Voellmy A. Eingebettete Rohre. Promotionsarbeit. Zürich 1937.
- 19) Persönliche Mitteilung von Brückenbau-Inspektor Professor F. Hübner, Bern.
- 20) Lang W. Deformationsmessungen an Staumauern. Verlag der Abteilung für Landestopographie, Bern 1929.
- 21) Haefeli R. Die mechanischen Eigenschaften von Lockergesteinen. «SBZ», Bd. 111, Heft 24 und 26, 1938.
- 22) Von den Staudämmen Hühnermatt u. Bannalp. «SBZ», Bd. 108, Heft 14, 1936. — Caflisch-Biveroni. Das Bannalpwerk des Kantons Nidwalden. «SBZ», Bd. 107, Heft 8, 1936. — Biveroni A. Vom Staubecken des Bannalpwerkes. «SBZ», Bd. 111, Heft 13, 1938.
- 23) Fehrmann H.: Neuere Bohrmethode. «Schweiz. Technische Zeitschrift», 1938.
- 24) Meyer-Peter E.: Pfahlgründungen, «Hoch- und Tiefbau», 1938, Heft 35/36.